



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

碩士學位論文

강교의 프리스트레스 도입에 따른
피로손상부에서의 보강 효과 평가

Evaluation of retrofitting effect for fatigue damage
according to prestress introduction in steel bridge

指導教授 慶 甲 秀



2016年 2月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

柳 成 珍

본 논문을 류성진의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 공학박사 이 재 하 (인)

위 원 공학박사 김 태 형 (인)

위 원 공학박사 경 갑 수 (인)



2016년 02월 21일

한 국 해 양 대 학 교 대 학 원

목 차

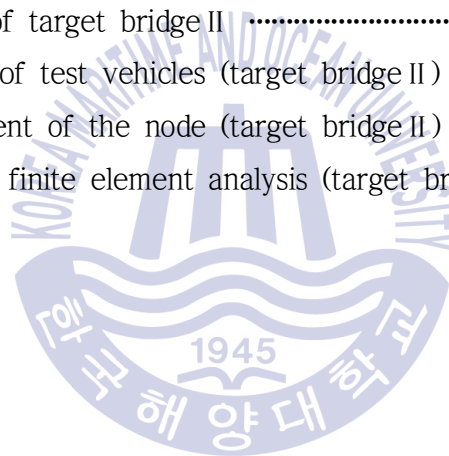
List of Tables	iii
List of Figures	vi
Abstract	x
 1. 서 론	
1.1 연구배경	1
1.2 연구동향	3
1.3 연구방향 및 범위	6
 2. 프리스트레스 보강공법의 이론적 개념	
2.1 긴장재 도입에 의한 직접 프리스트레싱	7
2.2 UP·Down 공법에 의한 간접 프리스트레싱	12
 3. 긴장재 도입에 의한 3경간 연속 강박스교의 보강효과	
3.1 대상교량 I의 제원 및 특징	18
3.2 대상교량 I의 보강 사례	22
3.3 재하시험 개요	25
3.4 구조해석을 통한 피로균열부에서의 보강 평가	27
 4. Up-Down 공법에 의한 4경간 연속 강판형교의 보강효과	
4.1 대상교량 II의 제원 및 특징	42
4.2 대상교량 II의 보강 사례	45
4.3 재하시험 개요	51

4.4 구조해석을 통한 피로균열부에서의 보강 평가	54
5. 결 론	
5.1 결론	73
참고문헌	74
감사의글	77



List of Tables

Table 3.1 The number of fatigue cracks	20
Table 3.2 Axle load of test vehicles (target bridge I)	25
Table 3.3 Comparison of measurement and analysis results (target bridge I)	28
Table 3.4 Maximum displacement in each case	30
Table 3.5 Results of structural analysis(Line-A)	36
Table 3.6 Results of structural analysis(Line-B)	37
Table 3.7 Results of structural analysis to retrofiting	41
Table 4.1 Property of target bridge II	43
Table 4.2 Axle load of test vehicles (target bridge II)	51
Table 4.3 Displacement of the node (target bridge II)	69
Table 4.4 Results of finite element analysis (target bridge II)	71



List of Figures

Fig. 2.1 Arrangement example of the tendon	8
Fig. 2.2 Moment diagrams by uniform load at continuous bridges	12
Fig. 2.3 Moment produced by the Up · Down method	13
Fig. 2.4 Construction step to Up · Down method	14
Fig. 3.1 Longitudinal section view for target bridge I	18
Fig. 3.2 Cross section view for target bridge I	18
Fig. 3.3 Detail drawing in steel deck	19
Fig. 3.4 Case of fatigue cracks (target bridge I)	20
Fig. 3.5 Case of retrofitting in target bridge I	22
Fig. 3.6 Detail drawing for retrofitting of steel deck	23
Fig. 3.7 Placement of prestress steel wires	24
Fig. 3.8 Dimension of test vehicles (target bridge I)	25
Fig. 3.9 Loading location of test vehicles (target bridge I)	26
Fig. 3.10 Loading location and sensor location (target bridge I)	26
Fig. 3.11 Structure analysis model for target bridge I	27
Fig. 3.12 Distributions of strain at each girder (target bridge I)	28
Fig. 3.13 Deformed shape for analysis model	29
Fig. 3.14 Maximum displacement in each case	30
Fig. 3.15 Stress distribution in web	31
Fig. 3.16 Detailed analysis model (target bridge I)	32
Fig. 3.17 Load case along transverse direction (target bridge I)	33
Fig. 3.18 Results of structural analysis along transverse direction (target bridge I)	34
Fig. 3.19 Load case along longitudinal direction (target bridge I)	35
Fig. 3.20 Results of structural analysis(Line-A)	36
Fig. 3.21 Results of structural analysis(Line-B)	37

Fig. 3.22 Analysis position to retrofitting effect	38
Fig. 3.23 Results of structural analysis (target bridge I)	38
Fig. 3.24 Retrofitting method	40
Fig. 3.25 Detailed structural models for retrofitting method	40
Fig. 4.1 Longitudinal section view for target bridge II	42
Fig. 4.2 Cross section view for target bridge II	42
Fig. 4.3 Property of target bridge II	43
Fig. 4.4 Case of fatigue cracks (target bridge II)	44
Fig. 4.5 Position of fatigue cracks (target bridge II)	44
Fig. 4.6 Working order of continuation	45
Fig. 4.7 Working order of transverse direction continuation	46
Fig. 4.8 Working order of longitudinal direction continuation	47
Fig. 4.9 Moment diagrams by 1 st down	48
Fig. 4.10 Moment diagrams by 2 nd down	49
Fig. 4.11 Moment diagrams by Up · Down method	50
Fig. 4.12 Diagram of test vehicles (target bridge II)	51
Fig. 4.13 Loading location and sensor location (target bridge II)	52
Fig. 4.14 Result of loading test (target bridge II)	53
Fig. 4.15 Diagram of transportation (2004 정밀안전진단보고서)	55
Fig. 4.16 Moment diagrams (2004 정밀안전진단보고서)	55
Fig. 4.17 Diagram of transportation (2014 정밀안전진단보고서)	56
Fig. 4.18 Moment diagrams (2014 정밀안전진단보고서)	56
Fig. 4.19 Structure analysis model-A	57
Fig. 4.20 Structure analysis model-B	58
Fig. 4.21 Substitute micro structural length	60
Fig. 4.22 Fictitious rounding of weld toes and roots	60
Fig. 4.23 Finite element model at fillet weld	61
Fig. 4.24 Distributions of strain at each girder (target bridge II)	62
Fig. 4.25 Comparison of stress between model-A and model-B	63

Fig. 4.26 Load case along transverse direction (target bridge II)	64
Fig. 4.27 Results of structural analysis along transverse direction (target bridge II)	65
Fig. 4.28 Load case along longitudinal direction (target bridge II)	66
Fig. 4.29 Results of structural analysis along longitudinal direction (target bridge II)	67
Fig. 4.30 Structure analysis model for Up · Down	68
Fig. 4.31 Rigid link in model-B	69
Fig. 4.32 Results of finite element analysis (target bridge II)	70
Fig. 4.33 Results of finite element analysis for Up · Down	72



Evaluation of Retrofitting Effect for Fatigue Damage according to Prestress Introduction in Steel Bridge

Ryu, Seong Jin

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

Fatigue damage of bridge occurs through increase of traffic and weightness of common load. Fatigue damage occurs in locations of stress concentration such as weld zone of secondary member. This fatigue damage not only shortens life of bridge but also can be cause of bridge collapse. Therefore, bridge should be retrofitted through regular checking.

General retrofitting methods of bridge is continuation of simple bridge, joining steel sheet, addition of secondary member, and prestress method of construction. Prestress method can be divided into direct prestress method to introduce tendon and indirect prestress method to introduce tensible force through Up and Down of girder support. Direct prestress method suppresses deflection of bridge, and can reduce stress of girder that occurs through load. Indirect prestress method by Up and Down of support controls negative moment in internal support, so can improve behavior of continuous bridge.

However, a study on a retrofitting effect in fatigue damage part according to introduction of prestress was not proceeded. Therefore, this

study evaluated a retrofitting effect in fatigue damage part according to introduction of direct prestress and indirect prestress through structural analysis.

Target bridge I is three-span continuous steel box girder bridge completed in 1981, so introduces tensible force by installing prestress strand in the side-span bottom that receives positive moment. Fatigue damage in target bridge I occurred in longitudinal rib and diaphragm weld zone. As a result to evaluate the effect according to direct prestress retrofitting, a retrofitting effect occurred in general deflection and stress of axis direction, but there was no reduction effect of sectional stress in part with fatigue damage.

Target bridge II is four-span continuous steel plate girder bridge retrofitted by indirect prestress method, so introduces prestress through Up and Down method in process to change one-span simple bridge into four-span continuation bridge. Fatigue damage in target bridge II occurred in weld connection of transverse stiffener and top flange. As a result to evaluate the effect according to indirect prestress retrofitting, a general retrofitting effect occurred, but there is no reduction effect of sectional stress in part with fatigue damage.

Therefore, there is no effect according to general retrofitting in part with fatigue damage, so direct retrofitting of fatigue damage part is needed.

KEY WORDS : Effective notch stress method 유효노치응력법, Fatigue damage 피로손상, Prestress 프리스트레스, Retrofitting effect 보강 효과, Steel bridge 강교.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경

도로교는 국가산업의 동력이 되는 사회간접자본 시설로서 국가의 발전에 중추적 역할을 하고 있다. 2014년 기준 국내의 도로교는 총 29,896개소이며 이 중에서 강교는 4,517개소로 전체 도로교의 15.1%를 차지한다. 강교는 1932년 처음 시공된 이래, 철강 제조 기술 및 강교량 설계·시공기술의 발전에 따라 건설이 증가되었다.

한편 강교는 교통량의 증가 및 공용하중의 중량화로 인해 피로손상이 발생하고 있으며, 이러한 손상은 강교의 수명을 단축시킬 뿐만 아니라 교량 손상의 중대한 원인이 될 수 있으므로 각 피로손상에 적합한 보수·보강을 실시하는 것이 필요하다.

피로균열, 부식 등의 손상이 발생하면 강교의 내하력이 저하되는데, 강교의 내하력 향상은 보강공사의 규모 및 범위 등에 따라 다음의 2가지 방안으로 분류할 수 있을 것이다. 즉, 교량 주요부재의 강성 보강에 기초하여 교량의 내하력 향상을 도모하는 보강 방안(전체보강 방안)과 교량 개별부재의 국부손상부만을 보강하여 교량 개별부재의 기능을 회복시키는 방안(부분보강 방안)이 있을 것이다.

교량의 보수·보강 방법에는 단순교의 연속화, 강판 덧댐, 2차 부재의 추가 및 프리스트레스 공법 등이 있다. 이 중 프리스트레스 공법은 대표적인 전체보강 방안이며, 긴장재를 도입하는 등의 직접 프리스트레스 공법과 거더 지점부의 Up·Down에 의해 긴장력을 도입하는 등의 간접 프리스트레스 공법으로 구분할 수 있다. 직접 프리스트레스 공법은 교량의 처짐을 억제하며, 하중에 의해 발생하는 거더의 응력을 감소할 수 있다. 지점부 Up·Down에 의한 간접 프리스트레스 공법은 내측 지점부에 발생하는 부모멘트를 제어함으로써 연속교의 거동을 개선할 수 있다.

그러나 프리스트레스 보강이 국부손상인 피로균열의 보강방안으로의 효과에 대해서는 정확한 평가가 이루어지지 않고 있다. 따라서 본 연구에서는 직접 프리스트레스 공법 및 간접 프리스트레스 공법에 의한 보강이 교량의 피로손상부에 미치는 영향에 대해 평가하였다. 직접 프리스트레스 공법에 의해 보강된 교량은 3경간 연속 강박스 거더교로서 정모멘트를 받는 측경간의 하부에 프리스트레스 강연선을 설치하여 긴장력을 도입하였다. 간접 프리스트레스 공법에 의해 보강된 교량은 기존 단경간 강판형교의 지점부 Up·Down 공법에 의해 4경간을 연속화하여 프리스트레스를 도입한 교량이다. 이 두 교량을 대상으로, 피로손상이 발생된 부분에 대해 상세 해석을 수행하여 프리스트레스 공법에 따른 영향을 평가하였다.



1.2 연구동향

국내에서 긴장재를 이용한 직접 프리스트레스 보강공법은 콘크리트교에서 먼저 적용되었으며, 강교의 경우에는 1990년대 후반부터 연구가 진행됨에 따라 근래에 들어 실제로 보강에 적용되고 있다. 다음은 강교 및 강합성교에 대한 프리스트레스 공법의 대표적인 연구결과이다.

백동훈 등(1997)은 3경간 연속 합성보에 대해, 후 긴장에 의한 보강효과와 그 적용방법에 대한 연구를 수행하였다. 이 연구에서는 연속보에서 지간부에만 긴장재를 설치하여도 정·부모멘트의 감소효과를 얻을 수 있으며, 일부 보에만 후 긴장을 적용하여도 모든 보의 휨 강성 증가를 유도할 수 있음을 확인하였다.

류형근 등(2003)은 시간에 따른 편심 변화와 증가 프리스트레스력의 고려를 통해 외부 프리스트레스 강합성 교량의 구조적 특징을 고려한 장기거동 해석법을 제안하였다. 시간에 따른 긴장재의 편심변화는 장기거동 해석상에서 수치적으로 의미 있는 차이를 보여주지 못하였으므로 해석 시 이를 생략할 수 있을 것으로 판단하였다.

전호탁(2005)은 외부 긴장재가 설치된 강합성보의 보강효과를 해석적으로 밝히기 위해, 외부 하중에 의하여 발생하는 증가 프리스트레스력을 가상일의 방법, 변형증분법, 유한요소해석법을 통하여 구하고, 지간 중앙의 처짐과 강합성보의 각 부분에서의 변형률을 계산하여 보강효과를 검증하였다. 각 방법을 통해서 계산된 증가 프리스트레스력을 비교한 결과, 가상일의 방법을 이용하여 구한 증가 프리스트레스력의 해석 값이 다른 방법에 의해 구한 값에 비하여 다소 큰 값이 산정되었으며, 변형증분법과 유한요소법에 의해 구해진 값은 서로 유사한 것으로 확인하였다.

강원혁(2006)은 외부 긴장재를 사용하여 강합성 연속보를 보강함에 있어서 합리적인 보강방법의 결정을 위한 기초자료를 제시하고자 긴장재 배치에 따른 보강효과 및 긴장력의 대한 연구를 수행하였다. 긴장력에 의한 휨

분배율에 대한 배개변수 해석 결과 횡형의 강성이 증가함에 따라 횡분배율은 좋아지나 슬래브의 두께, 거더의 간격은 영향이 미미한 것으로 확인하였다.

이종연(2007) 은 외부긴장재로 긴장력이 도입된 단순 강합성교에서 좌굴형상을 가정하고, 이것을 탄성에너지의 균형으로 긴장력 도입에 의한 횡비틀림 좌굴강도를 산정하는 식을 유도하였다. 또한, 유도한 횡비틀림 좌굴의 특성을 파악하기 위해 변수를 이용한 수치해석을 실시하였다.

최동호 등(2009) 은 2경간 강합성교량의 외부에 긴장재를 직선으로 배치하였을 경우, 외부하중으로 인한 증가 프리스트레스력을 가상일의 원리로 구하였고, 증가 프리스트레스를 고려한 내하율 산정식을 제시하였다. 제안된 내하율 산정식으로부터, 긴장재의 개수와 초기 긴장력의 계산방법을 제시하였다.

그러나 위의 연구에서 확인할 수 있는바와 같이, 국내에서 긴장재 도입에 대한 연구는 주로 강합성교량에 대해 이루어지고 있으며 강바닥판을 가지는 강교에 대한 연구는 거의 이루어지지 않은 실정이다. 또한, 긴장재에 도입에 대한 설계방법 및 해석방법, 긴장재 도입에 따른 교량의 전체적인 거동에 대한 평가는 연구가 되었지만, 피로손상부에 대한 상세해석은 이루어지지 않은 것으로 조사되었다.

한편, 지점부 Up·Down 공법에 의한 간접 프리스트레스 공법에 대한 연구는 1990년대 후반부터 수행되었다.

구민세(1998) 는 프리플렉스 합성부의 연속화에 따른 내측 지점부의 부모멘트 발생에 따른 해결책으로 지점의 상승 및 하강에 의한 연속화 공법을 개발하였다. 연구에 따르면 지점부의 상승 및 하강은 내측 지점부에 발생하는 부모멘트를 상쇄할 수 있는 프리스트레스를 도입할 수 있어 교량의 연속화에 경제적인 시공 방법으로 판단하였다.

구민세 등(1999) 은 지점의 상승 및 하강을 3경간 연속 PSC 교량에 사용할 수 있는 방법을 제시하였고, 한 개의 지간길이가 30m 인 3경간 연속교

에 대해 매개변수 해석을 실시하여 형고를 제안하였다.

구민세 등(2001)은 기존의 지점 상승 및 하강에 의한 연속화 방법에서의 제약사항을 개선한 지점 재 상승 및 하강에 의한 연속화 방법을 소개하고 매개변수의 해석으로부터 각 변수가 위험 단면의 응력에 미치는 영향을 검토하였다. 지점 재 상승 및 하강을 이용한 3경간 연속 프리플렉스 합성형의 제작방법은 기존의 내측 지점 상승 및 하강에 의한 연속화 방법보다 더 경제적인 단면을 얻을 수 있고 동일한 단면을 사용할 경우 보다 안전한 응력 상태를 얻을 수 있는 것으로 나타났다.

나귀태(2002)는 강박스 연속교의 내측 지점 상승과정에서 복부판 및 하부 플랜지에 발생하는 국부좌굴 대한 연구를 수행하였다. 연구 결과 지점 상승 하강 강박스교는 선압축력 도입 과정에서 과도한 상승력에 의해 하부 플랜지와 복부판의 국부좌굴을 초래할 가능성이 있으므로, 각 보강재의 적절한 배치가 필요한 것으로 나타났다. 종방향 보강재가 최적 강성비 이상으로 배치된 경우 강성비 증가와 형상비 감소에 따른 좌굴계수의 증가효과가 없으므로 보강재의 수를 증가시키는 것이 가장 좋은 방법인 것으로 확인되었다.

김훈희(2009)는 지점의 상승 및 하강을 이용한 연속 PSC 거더교의 설계 기법을 제안하였다. 연구에서 제안된 설계변수 결정방법이 도입된 직접 설계기법을 이용하면 연속 PSC 거더교를 최초 설계할 때 설계자들이 유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단하였다.

그러나 국내에서 지점 Up·Down 공법에 대한 연구는 주로 프리플렉스 합성교 또는 PSC교에 대해 주로 이루어졌으며 강교에 대한 연구는 미미하게 수행되었다. 또한 Up·Down에 의해 도입되는 프리스트레스 보강에 따른 국부적인 상세해석은 이루어지지 않은 실정이다.

따라서 본 연구에서는 교량의 피로손상부에서의 상세해석을 통해 긴장재를 이용한 직접 프리스트레스 공법 및 지점 Up·Down에 따른 간접 프리스트레스 공법의 보강 효과에 대해 평가하고자 한다.

1.3 연구방법 및 범위

본 연구에서는 직접 프리스트레스 및 간접 프리스트레스 공법으로 보강된 강교에 대해 피로손상부에서의 상세해석을 통해 보강 전·후의 거동을 평가하기 위해 다음과 같이 연구를 수행하였다.

제 1장에서는 본 연구의 배경, 기존연구의 동향, 연구방법 및 범위에 대해 간단히 기술하였다.

제 2장에서는 긴장재 도입에 의한 직접 프리스트레스 공법과 지점부 Up·Down에 의한 간접 프리스트레스 공법의 기본적인 개념에 대해 기술하였다.

제 3장에서는 직접 프리스트레스 공법에 의해 보강된 강박스교의 피로손상부에서의 보강 전·후의 거동을 구조해석을 통해 평가하였다. 격자모델 해석을 통해 보강에 따른 교량의 전체적인 거동을 평가하였으며, 피로손상부는 Plate요소로 모델링하여 영향선해석을 통해 보강 효과를 평가하였다.

제 4장에서는 지점부의 Up·Down 공법에 의한 간접 프리스트레스 공법으로 보강된 강판형교의 피로손상부에서의 보강 전·후의 거동을 평가하였다. 피로손상이 발생된 필렛용접부에서 유효노치응력법을 통해 보강 효과를 평가하였다.

제 5장에서는 본 연구로부터 도출된 결론을 서술하였다.

제 2 장 프리스트레스 보강공법의 이론적 개념

2.1 긴장재 도입에 의한 직접 프리스트레싱

2.1.1 긴장재 도입의 특징

국내에 시공된 초기의 강교들은 대부분 현재의 실제 교통하중에 비해 상대적으로 작은 설계하중으로 시공되었으며, 이러한 강교들은 실 교통하중 및 교통량의 증가에 따라 피로손상이 발생하고 있는 실정이다. 이런 노후화된 교량의 보수·보강에는 여러 가지 공법들이 제시 및 적용되고 있다.

다양한 보수·보강 공법 중에서 긴장재를 이용하여 프리스트레스를 도입하는 공법은 긴장재의 편심에 의해 발생된 모멘트로 인해 사하중이나 활하중에 의한 모멘트를 감소시킬 수 있다. 긴장재를 도입하여 보강하는 공법의 장점은 다음과 같다.

- 처짐을 억제하고 제어할 수 있다.
- 보강기간 중 교통을 방해하지 않을 수 있다.
- 적절한 시기에 재 긴장을 실시할 수 있다.
- 시공이 간단하며 품질관리가 용이하다.

2.1.2 긴장재의 배치

일반적으로 긴장재의 위치는 모멘트선도와 관계가 있으며, 최종 인장응력에 따라 긴장재의 위치는 변화한다. 연속보에서 정모멘트가 발생하는 지간부에서는 긴장재가 하부에 위치하며, 부모멘트가 발생하는 내부 지점부에서는 긴장재가 상부에 위치한다. 이러한 긴장재의 배치는 편심을 발생시켜 긴장력을 증가시킬 수 있다.

연속보에 적용되는 일반적인 긴장재의 배치는 Fig 2.1 과 같다. (a)의 경우는 직선 긴장재가 불연속으로 배치된 형태로, 직선 배치된 긴장재는 최대 모멘트가 발생하는 연속보의 지간부나 내측 지점부에 설치되어 응력감소 효과를 얻게된다.

(b)의 경우는 연속 긴장재가 절곡되어 배치된 형태로, 이때의 긴장재는 보의 길이에 따라 다양한 긴장응력을 유도하며, 경사지게 배치된 긴장재가 보의 전단력을 부담하여 복부판의 전단응력을 감소시키게 된다. 또한 절곡 배치된 긴장재는 보의 상향력을 발생시켜 직선 긴장재보다 처짐에 대한 보 강효과가 크다.

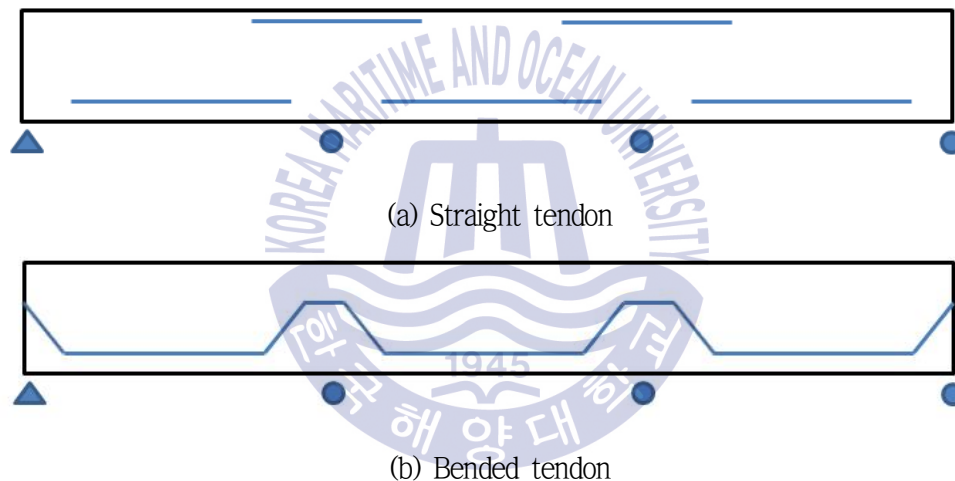


Fig 2.1 Arrangement example of the tendon

2.1.3 긴장재를 도입한 연속교의 해석

긴장재를 설치하여 보강한 연속교에서 단면 특성을 알고 있다면, 필요한 긴장력을 결정하기 위해 응력을 조사할 필요가 있다.

- 고정하중에 의한 응력

$$\text{상부응력} \quad f = -\frac{M_{DL}}{I} \times y_u \quad (1)$$

$$\text{하부응력} \quad f = \frac{M_{DL}}{I} \times y_L \quad (2)$$

- 긴장력(T)에 의한 응력

$$\text{상부응력} \quad f = -\frac{T}{A} + \frac{T \times e_t}{I} \times y_u \quad (3)$$

$$\text{하부응력} \quad f = -\frac{T}{A} - \frac{T \times e_t}{I} \times y_L \quad (4)$$

- 활하중에 의한 응력

$$\text{상부응력} \quad f = -\frac{M_{LL}}{I} \times y_u \quad (5)$$

$$\text{하부응력} \quad f = \frac{M_{LL}}{I} \times y_L \quad (6)$$

- 추가 긴장력(ΔT) 에 의한 응력

$$\text{상부응력} \quad f = -\frac{\Delta T}{A} + \frac{\Delta T \times e_t \times y_u}{I} \quad (7)$$

$$\text{하부응력} \quad f = -\frac{\Delta T}{A} - \frac{\Delta T \times e_t \times y_L}{I} \quad (8)$$

- 최종응력

$$f_b = -\frac{T + \Delta T}{A} - \frac{(T + \Delta T) \times e_t \times y_u}{I} + \frac{M_{DL} + M_{LL}}{I} \times y_u \quad (9)$$

$$f_t = -\frac{T + \Delta T}{A} + \frac{(T + \Delta T) \times e_t \times y_L}{I} - \frac{M_{DL} + M_{LL}}{I} \times y_L \quad (10)$$

여기서,

I : 단면2차모멘트

y_u : 도심에서 상부까지 거리

y_L : 도심에서 하부까지 거리

e_t : 단면 중립축에서 긴장재까지의 편심거리

M_{DL} : 고정하중 작용 시 모멘트

M_{LL} : 활하중 작용 시 모멘트

2.1.4 긴장력의 손실

긴장재에 의해 도입된 긴장력은 여러 가지 원인에 의해 손실된다. 긴장력의 손실은 크게 두가지로 나눌 수 있다.

- 즉시손실 : 마찰손실, 긴장재 정착단의 크리프에 의한 손실, 보의

탄성변형에 의한 손실

- 시간적 손실 : 강재의 릴렉сей션에 의한 손실

긴장력의 손실에서 가장 큰 비중을 차지하는 부분은 콘크리트의 크리프와 건조수축으로 인한 손실이다. 그러나 강교에서는 크리프 및 건조수축의 영향이 없으므로 긴장력의 시간적 손실이 작다.

긴장력 T에 대한 총 손실은 식 (11)과 같다.

$$\sum \Delta T_{los} = -\Delta T_{ca} - \Delta T_{fr} - \Delta T_{cr} - \Delta T_{sr} - \Delta T_t \quad (11)$$

여기서,

ΔT_{ca} : 긴장재와 정착부의 크리프로 인한 손실

ΔT_{fr} : 마찰손실

ΔT_{cr} : 크리프에 의한 손실

ΔT_{sr} : 콘크리트의 건조수축으로 인한 손실

ΔT_t : 부등 온도 변화에 의한 손실

2.2 Up · Down 공법 의한 간접 프리스트레싱

2.2.1 Up · Down 공법의 특징

합성형교 연속화의 문제 중 하나는 부모멘트구간의 처리이다. Fig 2.2 는 일반적인 연속교의 등분포 하중에 의한 모멘트를 나타낸 것이다. 내측 지점 부에서 발생하는 부모멘트는 콘크리트 슬래브에 인장응력을 발생시키며, 이 인장응력의 영향으로 콘크리트에 균열이 발생하게 된다.

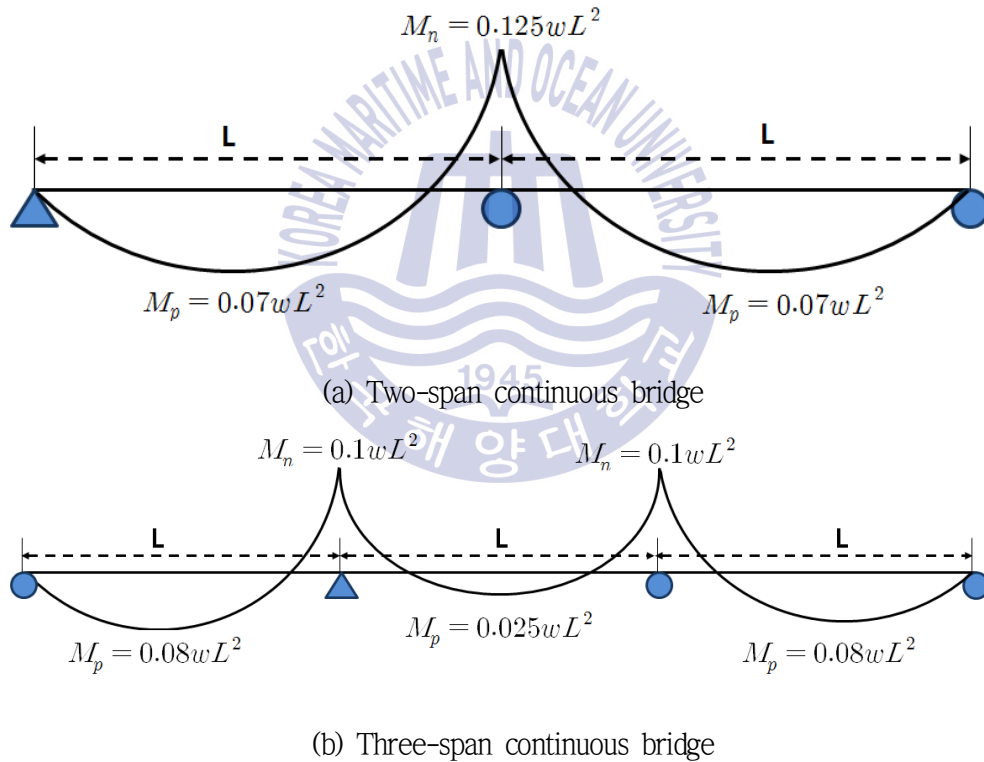


Fig 2.2 Moment diagrams by uniform load at continuous bridges

Up · Down 공법은 Fig 2.3과 같이 내측 지점의 하강에 의해, 내측 지점부에 발생하는 부모멘트에 반대하는 정모멘트를 발생시켜, 콘크리트 슬래브의 인장응력을 상쇄시키는 압축응력을 도입하는 방법이다.

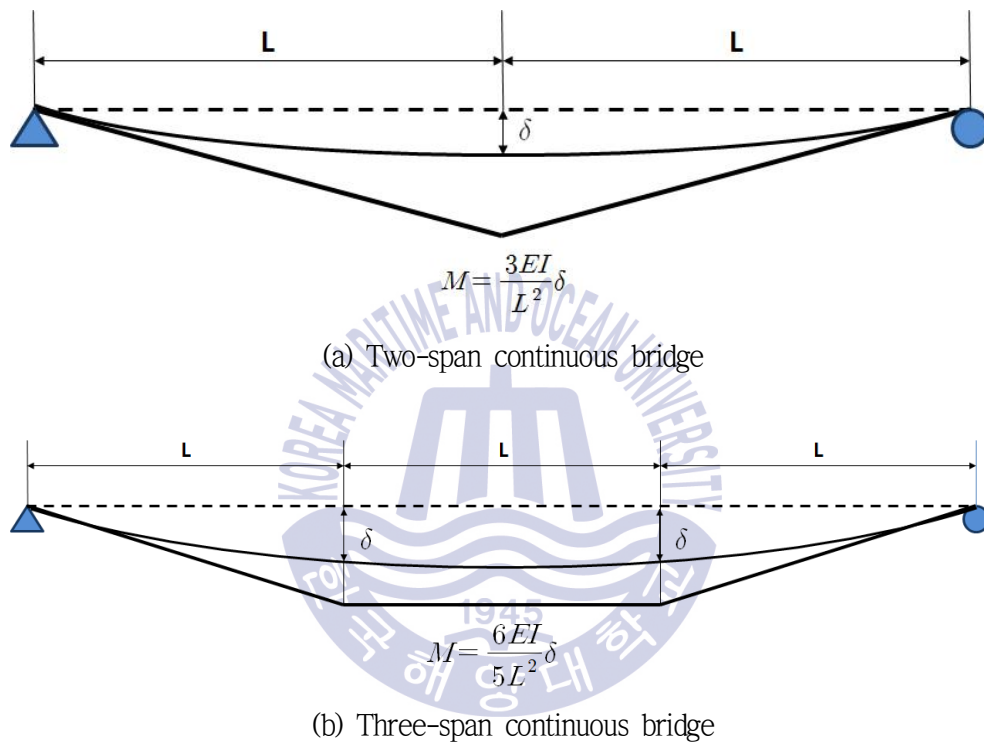


Fig 2.3 Moment produced by the Up · Down method

2.2.2 Up · Down 공법의 시공방법

Up · Down 공법은 단경간 교량의 연속화 시공 시, 내측 지점부가 상승한 상태에서 거더 및 슬래브를 연속화 한 후 다시 하강시키는 방법으로, 내측 지점부 부모멘트에 반대되는 압축응력을 콘크리트 슬래브에 발생시켜 응력의 상쇄효과를 얻는 방법이다. 연속교에서 Up · Down 공법의 시공순서는 Fig 2.3와 같다.

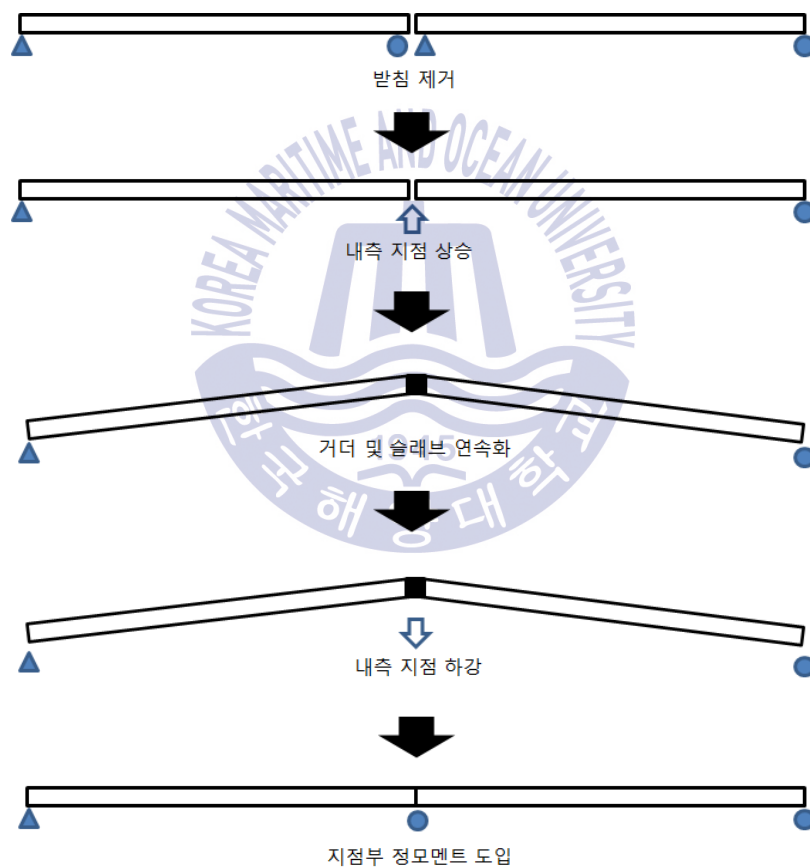


Fig 2.4 Construction step to Up · Down method

2.2.3 Up · Down 공법의 설계변수

(1) 하강에 필요한 모멘트

연속 거더교는 내측 지점부의 하강작업 이후 바닥판에 발생할 하중을 지지하도록, 내측 지점부의 바닥판 콘크리트에 가능한 최대의 압축력을 도입하는 것이 가장 중요한 문제이다. 내측 지점의 하강에 의해 바닥판 콘크리트에 도입될 압축응력의 크기는 하강 후의 외력인 포장 등 2차 고정하중과 활하중에 의해 결정된다. 그리고 단순보에서 연속 교량으로 구조시스템이 변화됨으로써 발생하는 구속모멘트를 고려해야 한다. 또한, 하강작업에 의해 도입된 선압축력에 의해 발생하는 손실도 반영되어야 한다.

하강을 완료한 후 내측 지점부 바닥판 상연에는 2차 고정하중 및 활하중에 의한 부재력이 발생하고, 단순교에서 연속교로 변화함으로써 발생하는 구속모멘트와 하강에 의한 선압축력 손실 등이 발생한다. 따라서 내측 지점부 바닥판 상연에 발생하는 최종응력은 다음과 같이 계산되며, 그 값은 바닥판 콘크리트의 허용인장응력보다 작거나 같아야 한다.

$$f_{SU}^N = \left(\frac{M_{DI}^N}{Z_{CU}} \right) + \left(\frac{M_A^N}{Z_{CU}} + \frac{M_L^N}{Z_{CU}} \right) + \left(\frac{M_R^N}{Z_{CU}} + \frac{M_{CS}^N}{Z_{CU}} \right) \leq f_a^S \quad (12)$$

여기서,

M_{DI}^N : 내측지점 하강에 의한 지점부 모멘트

M_A^N : 포장 등 2차 고정하중에 의한 지점부 모멘트

M_L^N : 활하중에 의한 지점부 모멘트

M_R^N : 구속모멘트에 의한 지점부 모멘트

M_{CS}^N : 선압축력 손실에 의한 지점부 모멘트

Z_{CU} : 합성단면에서 바닥판 콘크리트 상연의 단면계수

내측 지점부 바닥판 상연의 최종 응력이 바닥판 콘크리트의 허용인장응력 f_a^S 보다 작거나 같은 데 필요한 내측지점의 하강에 의한 지점부 모멘트 M_{DI}^N 는 다음과 같다.

$$M_{DI}^N \leq \{Z_{CU} \times f_a^S - (M_A^N + M_L^N) - (M_R^N + M_{CS}^N)\} \quad (13)$$

(2) 하강변위 계산

2경간 연속교에서 내측지점 하강에 필요한 모멘트를 발생시키기 위한 내측지점의 하강력 P_{DI}^N 와, 계산된 하강력을 발생시키기 위한 지점 하강변위 δ_{DI}^N 는 다음과 같다.

$$P_{DI}^N = \frac{2M_{DI}^N}{L} \quad (14)$$

$$\delta_{DI}^N = \frac{P_{DI}^N (2L)^3}{48EI} = \frac{L^3}{6EI} \left(\frac{2M_{DI}^N}{L} \right) = \frac{L^2}{3EI} (M_{DI}^N) \quad (15)$$

여기서,

L : 한 개 지간의 길이

E : 합성단면의 환산 탄성계수

I : 합성단면의 단면2차모멘트

3경간 연속교에서 하강에 필요한 모멘트를 유발시키기 위한 내측지점의 하강력 P_{DI}^N 와, 계산된 하강력을 발생시키기 위한 하강변위 δ_{DI}^P 는 다음과 같다.

$$P_{DI}^N = \frac{M_{DI}^N}{L} \quad (16)$$

$$\delta_{DI}^N = \frac{5P_{DI}^N(3L)^3}{162EI} = \frac{5L^3}{6EI} \left(\frac{M_{DI}^N}{L} \right) = \frac{5L^2}{6EI} (M_{DI}^N) \quad (17)$$



제 3 장 긴장재 도입에 의한 3경간 연속 강박스교의 보강효과

3.1 대상교량 I의 제원 및 특징

3.1.1 대상교량 I의 제원

본 연구의 대상교량 I은 1981년 준공되었으며, 역T형 개단면 세로리브를 갖는 총연장 1639.92m의 강박스거더교이다. 이 교량은 양측에 0.45m의 신축이음부를 갖는 3경간 연속교(3@84.3m)의 6연구성 및 본교의 양측에 각각 65.47m 및 54.65m의 단순경간 육교로 구성되어있다. 대상교량 I의 단면 제원을 Fig 3.1 및 Fig 3.2에 나타내었다.

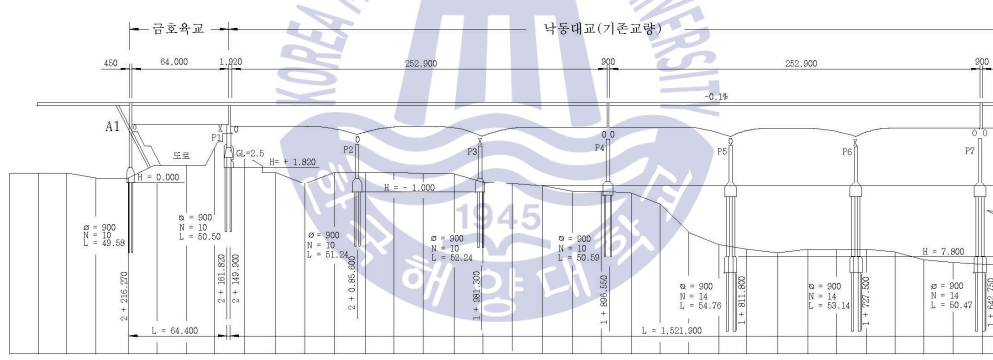


Fig 3.1 Longitudinal section view for target bridge I

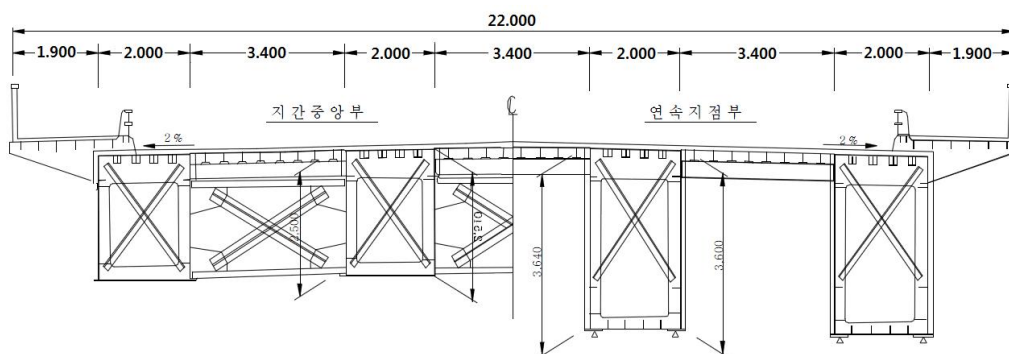


Fig 3.2 Cross section view for target bridge I

대상교량 I 은 강바닥판으로 구성되어있으며, 강박스 거더의 상부플랜지 돌출부위에 강바닥판이 볼트로 연결되어 있다. 강바닥판 구조형식은 세로리브가 개단면 리브로 구성되어있고, 세로리브는 0.4m 간격으로 설치되었으며, 2.4m 간격의 H형상 가로보에 의해 강박스 거더와 연결되어 있다. 강바닥판의 상세도는 Fig 3.3과 같다.

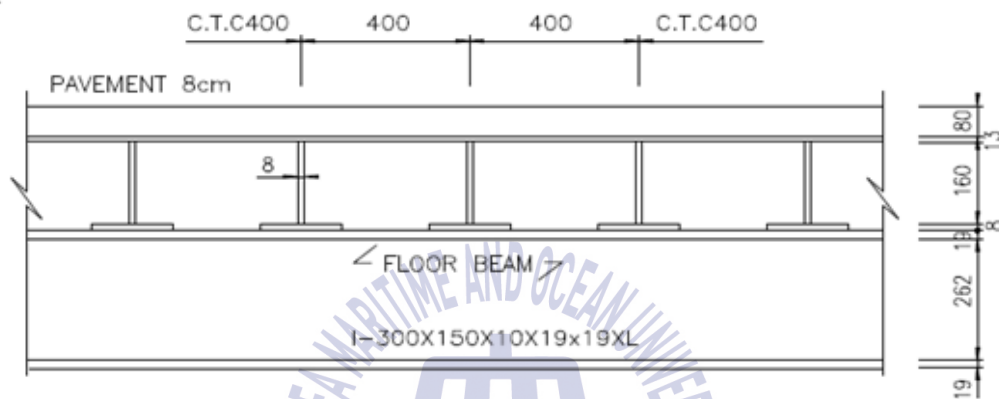


Fig 3.3 Detail drawing in steel deck

한편 대상교량 구간에는 2014년 4월, 증가하는 교통량에 대처하기 위하여 상류에 시외방향의 4차선 신설 강교량을 설치하였으며, 기존교량도 신설교량구간의 개통에 맞추어 2012년 10월부터 보수보강공사를 실시하여 시내방향의 4차선 강교량으로 변경되었다. 대상교량 I 의 보수보강에 대한 상세한 내용은 3.2에서 기술한다.

3.1.2 피로균열 현황

Table. 3.1에 조사된 피로균열의 수량을, Fig 3.4에 피로균열 사례를 나타냈다.

Table 3.1 The number of fatigue cracks

균열위치	세로리브 용접부	다이하프램 용접부	다이하프램	복 부
수 량	36EA	28EA	15EA	2EA

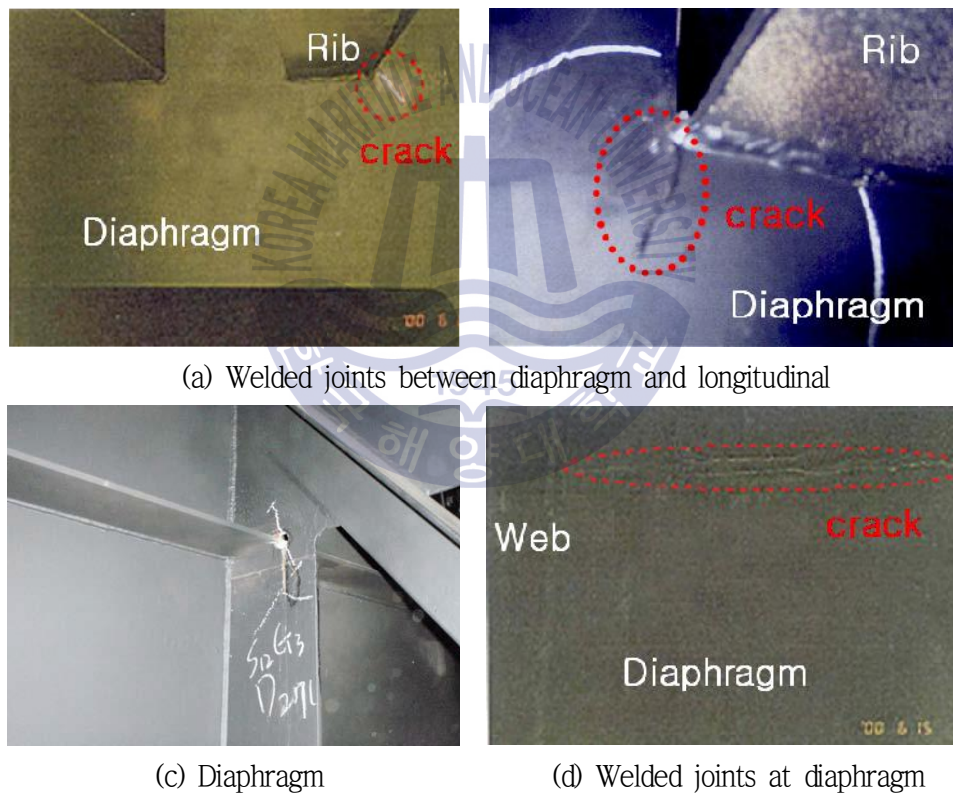


Fig 3.4 Case of fatigue cracks (target bridge 1)

Table 3.1에서 나타난 바와 같이 세로리브 용접부 및 다이아프램 용접부에서 다수의 균열이 발견되었다. 강바닥판 교량의 특성인 큰 진동과 처짐에 의해 강박스의 변형이 비교적 크게 발생하고, 이로 인해 다이아프램 용접부 중에서 용접 품질이 상대적으로 저하된 부분을 중심으로 균열이 발생한 것으로 판단된다. 다이아프램은 강박스의 형상을 유지시켜 원래의 기능을 발휘하게 하는 2차부재로써, 다이아프램에 발생한 균열은 교량의 내하력에 직접적인 영향을 미치지 않는으나, 방치할 경우 균열이 진전되어 주부재인 상·하부 플랜지나 복부판의 손상으로 진행될 가능성이 있다. 따라서 다이아프램과 같은 2차부재에 발생한 균열에 대해 보수·보강을 실시하여 성능저하를 사전에 방지해야 할 필요가 있다.



3.2 대상교량 I 의 보강 사례

대상교량 I 은 1981년 준공당시부터 2005년까지 지속적으로 부분적인 보수 및 보강이 실시되었다. 특히 2005년부터 교량의 보수·보강 설계를 본격 시작하였으며, 2010년 정밀안전진단을 시행하여 2012년 성능향상을 위한 최종 설계안을 도출하였다. 이를 바탕으로 기존 교량에 대해 보수·보강을 실시하였으며, 2014년 시공을 완료하여 전면 개통되었다.

Fig 3.5는 성능향상을 위한 보강사례이다. Type A 는 기존의 강바닥판에 10mm의 강판을 덧댈하여 강성을 증가시킨 사례이며, Type B 는 거더의 하부플랜지에 긴장재를 설치하여 프리스트레스를 도입한 사례이다.

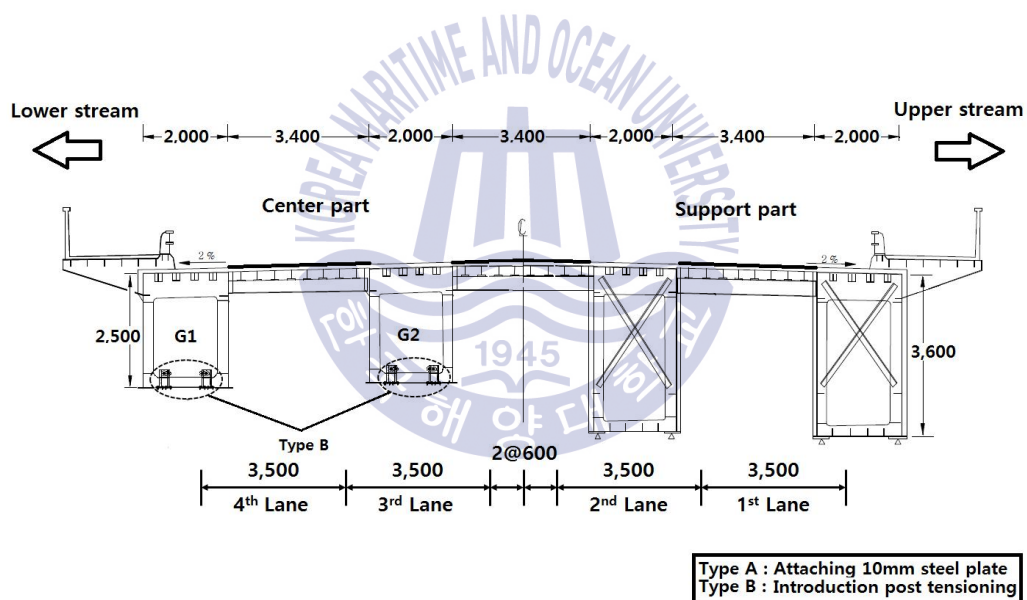


Fig 3.5 Case of retrofitting in target bridge I

3.2.1 강바닥판 보강

기존교량의 세로리브 간격 400mm에 대하여 강바닥판 두께가 14~17mm 인 구간의 경우, 강바닥판 두께의 부족으로 인해 처짐이 허용치를 초과한 것으로 나타났다. 이를 방지하기 위해 세로리브를 추가하는 방법이 검토되었으나, 박스 내 상향 용접 시 작업성이 불리하고 품질 확보가 곤란할 것으로 예상되어, 10mm의 강판을 덧댐하여 처짐을 억제하는 공법을 시행하게 되었다. 필렛용접을 통해 10mm의 강판을 상부에 덧댐하고, 들뜸을 방지하기 위하여 T/S 볼트를 추가하여 보강을 수행하였다. Fig 3.6에 강바닥판 보강의 상세도를 나타냈다.

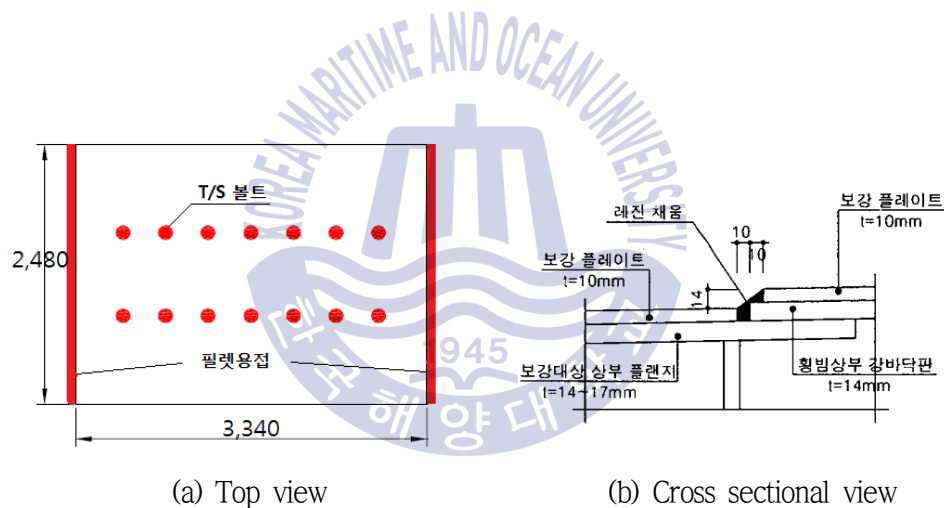


Fig 3.6 Detail drawing for retrofitting of steel deck

3.2.2 긴장재의 도입

거더의 과도한 처짐을 억제하고, 정모멘트가 발생하는 지간부의 하부에 압축력을 도입하기 위해 긴장재를 이용하여 프리스트레스를 도입하였다. Fig 3.7과 같이 긴장재는 3경간 연속교의 측경간에서 정모멘트를 받는 구간의 하부에 직선 배치됐다. 또한 외측거더에서는 긴장재가 26.2m가 도입되었으며, 내측거더에서는 43.0m가 도입되었다. 긴장재는 15.2mm 7연선을 사용했으며 긴장재의 인장강도는 1,900MPa 이다.

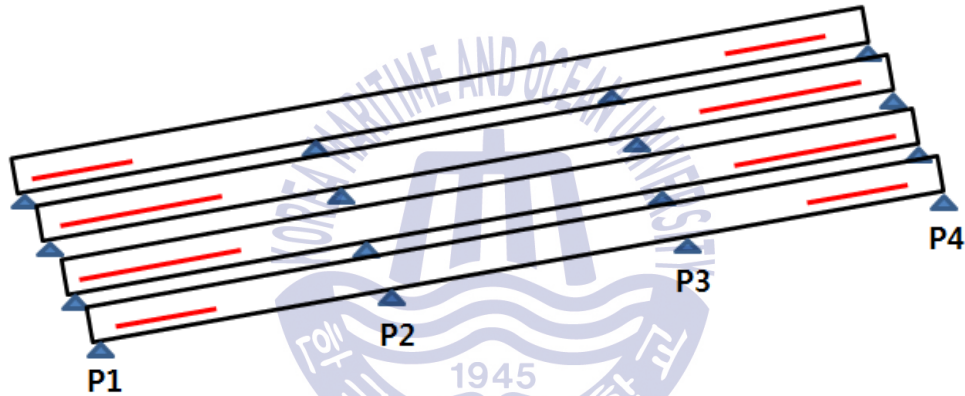


Fig 3.7 Placement of prestress steel wires

3.3 재하시험 개요

시험차량의 재하에 따른 대상교량 I 의 전체적인 거동 특성을 조사하기 위해 정적 재하시험을 실시하였다. 재하차량은 총 중량이 295.7kN, 295.3kN 인 2대의 3축 덤프트럭을 사용하였으며, 재하차량의 축중 및 제원은 Table 3.2 및 Fig 3.8과 같다. 재하시험의 위치는 Fig 3.9와 같이 3경간 연속교의 시점측 측경간에서 실시하였으며, Fig 3.10와 같이 재하차량 두 대를 교량의 중심을 기준으로 병렬로 위치하였다. 변형률 게이지는 각 거더별 플랜지 상·하부에 1개소를 부착하였다.

Table 3.2 Axle load of test vehicles (target bridge I)

	First Axle(kN)	Second Axle(kN)	Third Axle(kN)	Total(kN)
트럭 A	70.7	115.2	109.8	295.7
트럭 B	71.1	114.5	109.7	295.3

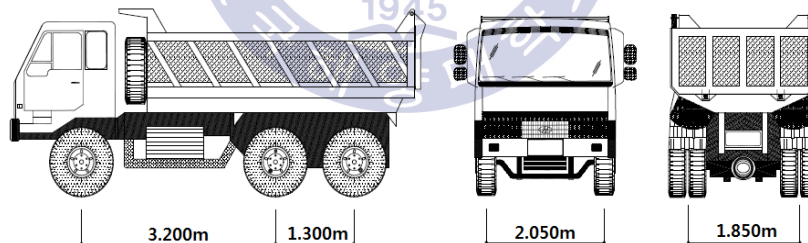


Fig 3.8 Dimension of test vehicles (target bridge I)

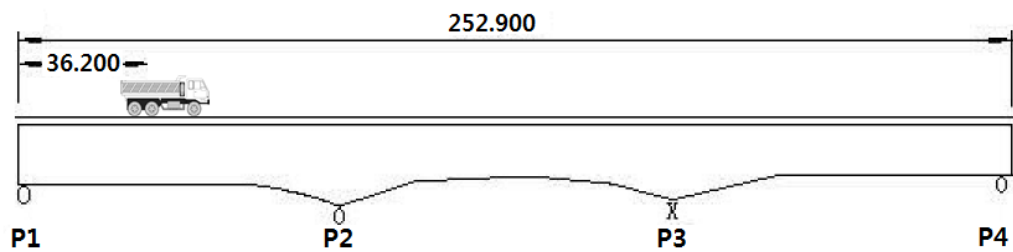


Fig 3.9 Loading location of test vehicles (target bridge I)

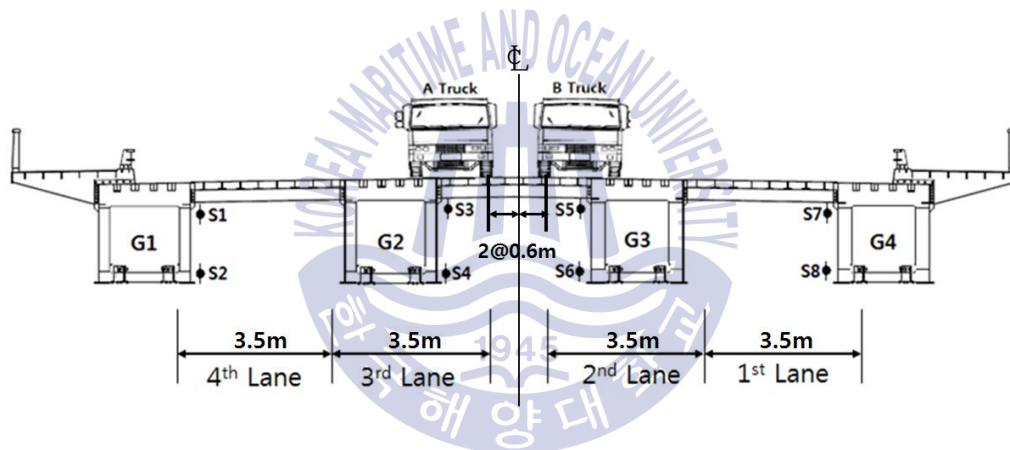


Fig 3.10 Loading location and sensor location (target bridge I)

3.4 구조해석을 통한 피로균열부에서의 보강 평가

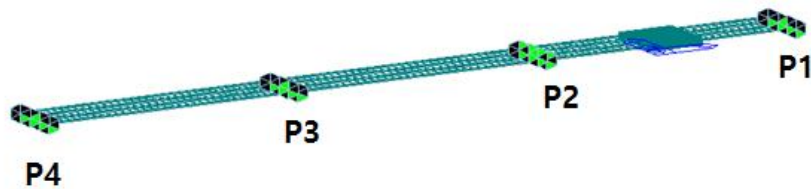
대상교량 I 에 대해 직접 프리스트레스 보강에 따른 피로균열부에서의 거동을 평가하기 위해 구조해석을 실시하였다. 실제 피로균열부에서의 국부 거동을 모사하기 위해 Beam요소와 Plate요소를 결합한 모델을 사용하였으며, 구조해석 프로그램은 MIDAS Civil을 사용하였다.

3.4.1 구조해석 모델 검증

현장계측 결과와의 비교를 통해 구조모델의 타당성을 검증하기 위해 구조해석을 실시하였다. Fig 3.11 (a)는 전체적인 거동을 평가하기 위한 Beam요소 모델이며, (b)는 상세구조해석을 위해 Beam요소와 Plate요소를 결합한 모델이다. 여기서 Beam요소와 Plate요소는 Rigid Link를 이용하여 연결하였다. 일반적으로 긴장력은 긴장재 항복응력의 약 70%를 최대인장하중으로 고려하고 있으므로, 구조해석에서는 긴장재의 인장강도인 1,900MPa에 대해 40%, 50%, 70%의 긴장력을 도입하는 것으로 하여 긴장력에 따른 거동특성을 고려하였다.



(a) Grid Element



(b) Grid and Plate Element

Fig 3.11 Structure analysis model for target bridge I

위의 구조해석 모델에 재하시험에서와 같이 두 대의 트럭하중을 병렬로 재하하여 구조해석을 실시하였다. 구조해석을 통해 산출된 변형률 결과 값과 실제 재하시험에서의 변형률 결과 값을 Table. 3.3에 나타냈다.

Table 3.3 Comparison of measurement and analysis results (target bridge I)

		S1	S3	S5	S7
실측값		-13.474	-26.947	-28.201	-14.727
해 석 값	40%	-18.050	-31.725	-31.650	-17.875
	50%	-18.925	-34.000	-33.925	-18.750
	70%	-20.675	-38.550	-38.525	-20.525

검토결과 구조해석을 통해 얻어진 결과 값이 실제 변형률에 비해 크게 나타난 것을 알 수 있다. 이는 Beam요소에서 2차부재인 수직보강재, 수평보강재 등이 모두 모델링 되지 않아 거더의 전체적인 강성에 영향을 주었기 때문으로 판단된다. 그러나 Fig 3.12와 같이 구조해석 및 계측결과에서의 전체적인 횡분배가 유사한 거동을 나타내는 것을 알 수 있다. 이로부터 대상교량 I 에 대한 구조해석은 타당성을 갖고 있는 것으로 판단된다.

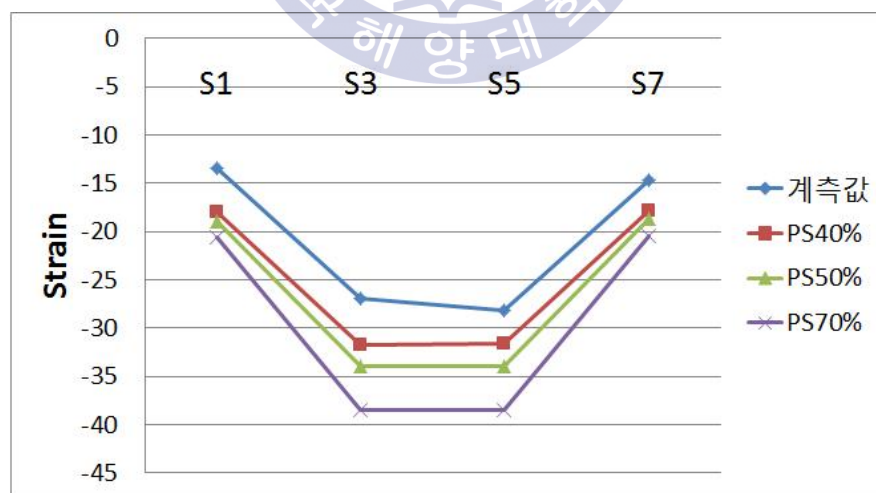


Fig 3.12 Distributions of strain at each girder (target bridge I)

한편 긴장재의 긴장력을 40%, 50%, 70%로 적용하여 해석한 결과 긴장력이 40%인 경우가 계측 값과 가장 유사한 것으로 나타났으므로, 본 연구에서는 긴장재 인장강도의 40%를 긴장력으로 도입한 모델을 이용하여 구조해석을 실시하였다.

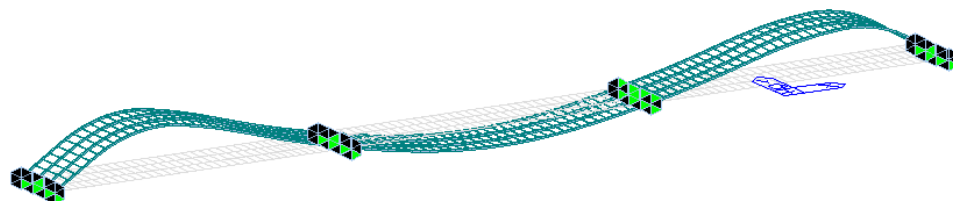
3.4.2 보강에 의한 전체적인 거동 평가

본 연구의 대상교량 I 은 위에 언급된 바와 같이 강바닥판 덧댐과 긴장재 도입으로 보강을 실시하였다. 그러므로 연구에서는 보강 전·후에 따른 대상교량의 전체적인 구조거동을 평가하기 위하여 구조해석을 3 Case로 분류하여 실시하였다. Case 1 은 보강 전, Case 2는 강바닥판 보강 후, Case 3는 강바닥판 및 긴장재 보강 후의 구조해석을 나타낸다.

Fig 3.13에 해석모델의 변위형상을 나타냈다. Fig 3.13(a)는 3경간 교량의 자중만에 의한 전형적인 변위형상을 나타내고 있다. Fig 3.13(b)는 측경간에 도입된 긴장력만을 고려한 결과이므로, 변위가 측경간에서 상향으로, 그리고 중앙경간에서 하향하는 전형적인 변위형상을 나타내고 있다.



(a) Self load



(b) Prestress load

Fig 3.13 Deformed shape for analysis model

Fig 3.14 및 Table. 3.4에 각 Case 별 고정하중에 따른 최대 처짐을 비교해 나타났다. Case 2에서는 강판 덧댐에 의한 강성의 증가로 인해, 보강 전에 비해 약 10mm 정도의 처짐이 감소한 것으로 나타났다. Case 3에서는 긴장재의 영향으로 Case 2에 비해 약 20mm 정도의 처짐이 감소하였다. 또한 긴장재가 내측 거더에 더 길게 배치된 영향으로 외측 거더에서의 처짐이 크게 발생한 것을 확인할 수 있다.

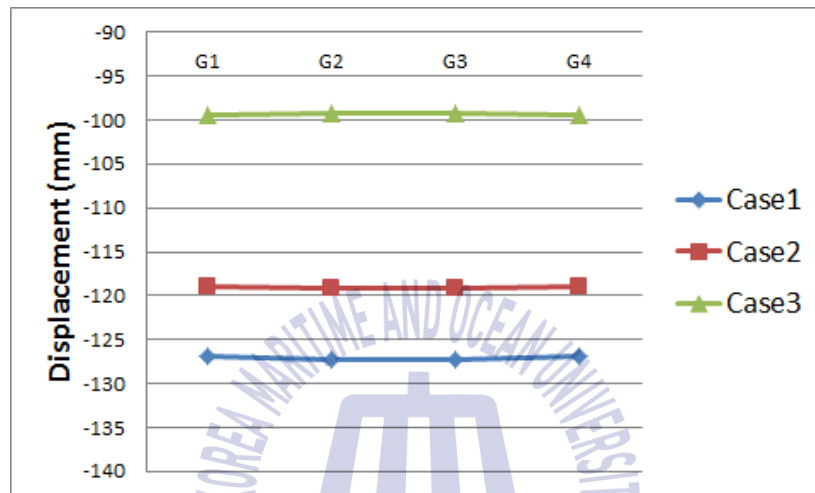


Fig 3.14 Maximum displacement in each case

Table 3.4 Maximum displacement in each case

	G1(mm)	G2(mm)	G3(mm)	G4(mm)
Case 1	-126.965	-127.243	-127.243	-126.965
Case 2	-118.925	-119.200	-119.200	-118.925
Case 3	-99.374	-99.228	-99.228	-99.374

다음으로 내측거더(G2)에서 최대처짐이 발생한 단면의 복부판에서 휨응력 분포를 Fig 3.15와 같이 비교해보았다.

강바닥판을 보강한 Case 2의 경우 전체적인 강성의 증가로 상부에서의 압축응력 및 하부에서의 인장응력이 모두 감소한 것으로 나타났다. 여기서 긴장재를 도입한 Case 3의 경우에는 프리스트레스의 영향으로 전체적으로 압축력이 증가하였지만, 긴장재의 편심의 영향으로 상부에 비해 하부에서의 압축력이 크게 증가한 것을 확인할 수 있다.

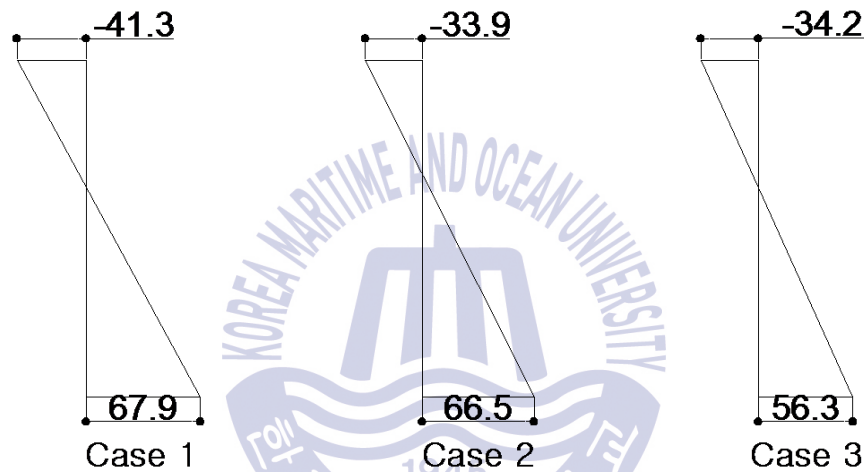


Fig 3.15 Stress distribution in web

구조해석을 통한 처짐 값 및 응력 값의 비교를 통해, 기존 교량에 대한 강바닥판 덧댐 및 긴장재 도입에 의한 보강이 교량의 전체적인 거동에는 긍정적인 영향을 미치는 것을 확인할 수 있다.

3.4.3 피로균열부에서의 상세해석

보강 전·후의 피로균열부에서의 상세해석을 통해 직접 프리스트레스 공법의 보강효과에 대해 평가하고자 한다. Fig 3.16은 상세해석을 위한 구조모델이다. 피로균열부에서의 상세거동을 분석하기 위해 Plate요소의 최소 크기를 5mm 로 분할하여 모델링하였다. Detail A 는 세로리브와 다이아프램 용접연결부이며 Detail B는 다이아프램 용접이음부이다. 상세해석에서는 본 교량의 설계하중인 DB-24 트럭을 재하하여 해석을 실시하였다.

한편 이성진 등(2012)의 연구에 따르면 차량하중에 의해 발생하는 응력은 차량이 단독 주행일 때 가장 크게 발생하는 것으로 확인되었다. 또한 국내·외의 설계기준에서의 피로평가는 1대의 설계용 피로트럭을 사용하여 평가하고 있다. 따라서 본 연구에서는 대상교량 I 의 설계하중인 DB-24 트럭을 단독으로 주행하여 해석을 실시하였다.

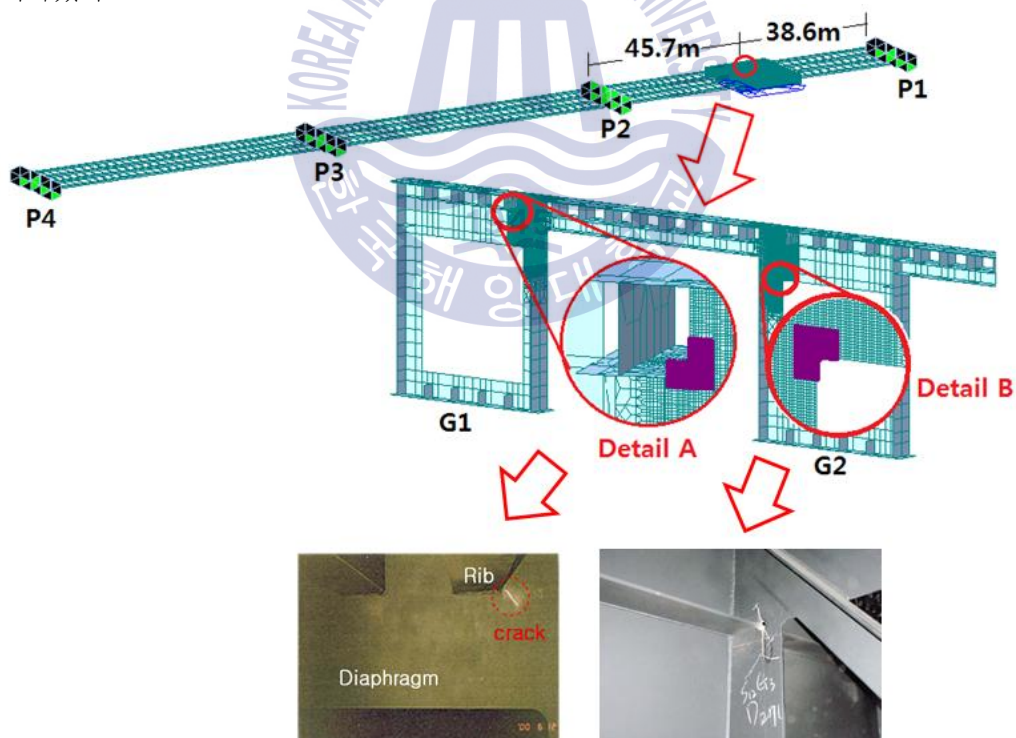


Fig 3.16 Detailed analysis model (target bridge I)

(1) 교축 직각방향 이동에 영향선 해석

대상교량 I 의 피로균열부에서 최대 응력 발생위치를 결정하기 위해 교축 직각방향으로 설계트럭하중을 이동시키면서 구조해석을 수행하였다. Fig 3.17에 설계트럭하중의 재하방법을 나타냈다. 재하차량의 두 번째 축을 피로균열이 발생한 단면에 위치한 뒤 교축 직각방향으로 0.05m 간격으로 이동하며 해석을 진행하였다.

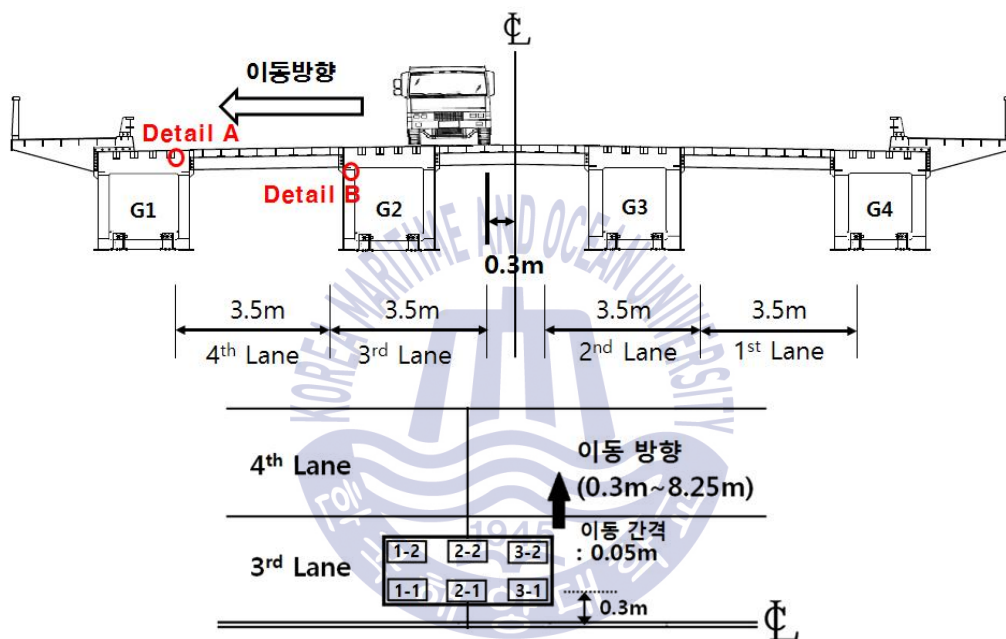


Fig 3.17 Load case along transverse direction (target bridge I)

Fig 3.18에 설계트럭하중의 교축직각방향 재하에 따른 Detail A 및 B에서의 응력 변화를 나타내었다. 해석결과 Detail A에서는 차축 2-1이 교량중심으로부터 5.8m 이격되었을 경우에 최대인장응력 51.80MPa 이 발생하는 것으로 나타났다. Detail B의 경우에는 차축 2-1이 교량 중심으로부터 1.2m 이격되었을 경우에 최대압축응력 -50.05MPa이 발생하는 것으로 나타났다. Detail A, B의 응력변화곡선에서 각각 두 번째 최대값이 발생한 위치는 실제 교통흐름에서는 차량통행이 불가능한 위치이므로 평가에서 제외하였다.

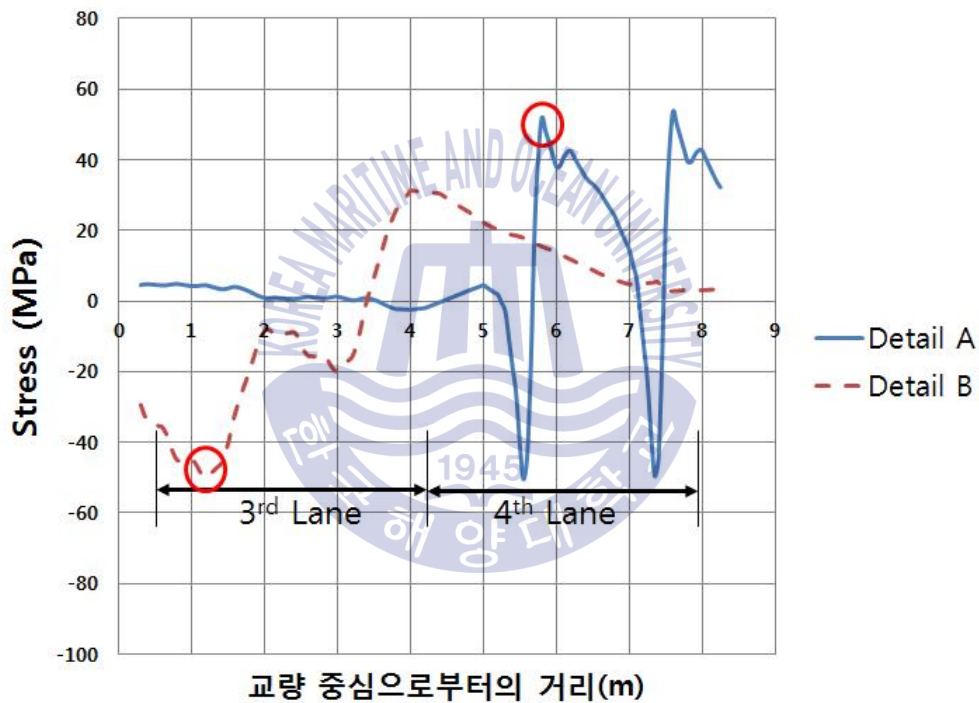


Fig 3.18 Results of structural analysis along transverse direction (target bridge I)

(2) 교축 방향 이동에 따른 영향선 해석

Detail A, B에서 최대 응력이 발생한 위치를 기준으로 교축 방향으로 하중을 이동시키면서 재하하는 영향선 해석을 실시하였다. Fig 3.19에 차량의 재하방법을 나타냈다. 교량 중심으로부터 각각 5.8m(이하 'Line-A'로 표기), 1.2m(이하 'Line-B'로 표기) 떨어진 위치에서, 차량의 첫 번째 축이 피로균열이 발생한 단면을 기준으로 -6m ~ 10m 까지 0.1m 간격으로 이동하며 해석하였다.

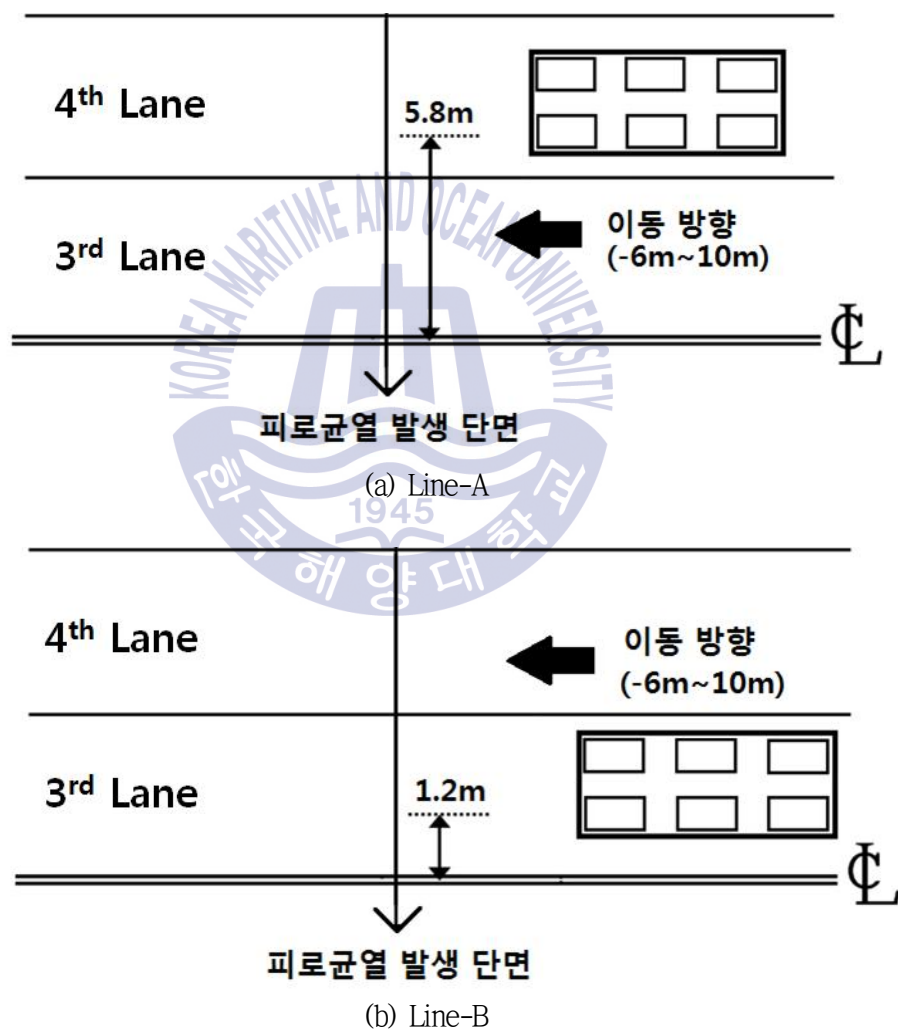


Fig 3.19 Load case along longitudinal direction (target bridge I)

Fig 3.20 및 Table. 3.5에 Line-A 에 대한 영향선 해석 결과를 나타냈다. 해석결과는 Plate 요소에서의 평균값을 사용하여 정리하였다. 차축이 피로균열이 발생한 단면에 있을 경우 응력이 크게 나타나며, 특히 축하중이 큰 두 번째 및 세 번째 차축이 피로균열 단면에 있을 경우 응력이 가장 크게 나타났다.

한편 Case 별 최대 및 최소 응력 값은 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. 이는 교량에 강바닥판 덧댐 및 긴장재를 도입하는 보강공법이 피로균열이 발생한 2차부재에서는 큰 영향을 미치지 못한 것을 의미한다. 또한 Detail A 에서의 응력범위가 도로교설계기준에서 지정한 허용피로응력범위인 30MPa 보다 큰 것으로 나타났다.

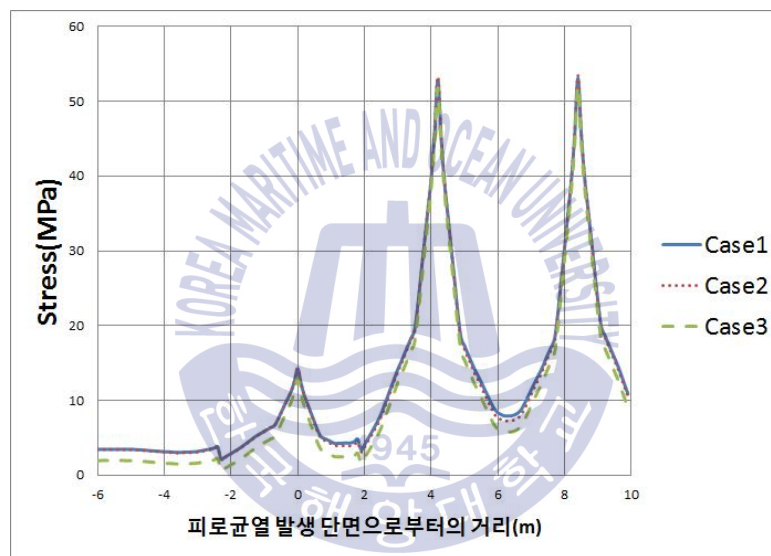


Fig 3.20 Results of structural analysis(Line-A)

Table 3.5 Results of structural analysis(Line-A)

		Stress(MPa)			Allowable fatigue stress range (MPa)
		Max.	Min.	Range	
Detail A	Case 1	53.050	3.950	49.100	30.000
	Case 2	53.450	3.895	49.555	
	Case 3	52.000	2.425	49.575	

Fig 3.21 및 Table. 3.6에 Line-B 에 대한 영향선 해석 결과를 나타냈다. Line-B 의 해석결과 Line-A의 결과와 마찬가지로, 피로균열이 발생한 Detail B 에 대해 강 바닥판 덧댐 및 긴장재 도입에 따른 보수·보강 효과는 미미한 것으로 나타났다.

따라서 대상교량 I 에서 보고된 피로균열에 대해서는 직접적인 보강이 필요한 것으로 판단된다.

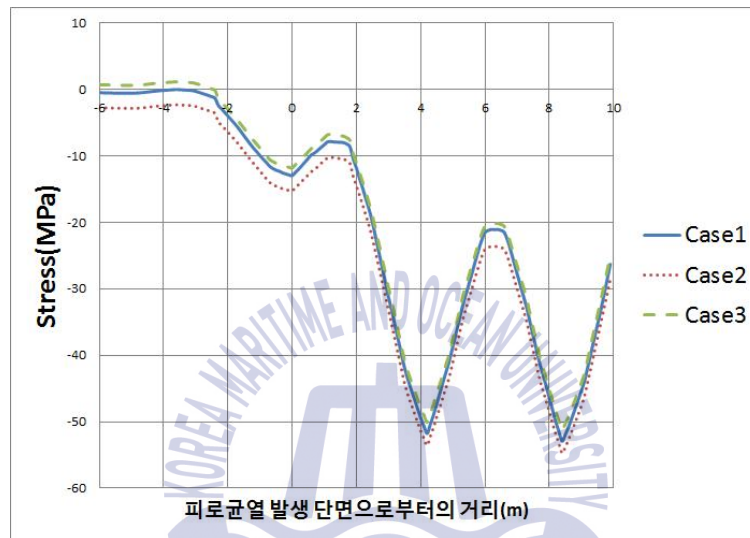


Fig 3.21 Results of structural analysis(Line-B)

Table 3.6 Results of structural analysis(Line-B)

		Stress(MPa)			Allowable fatigue stress range (MPa)
		Max.	Min.	Range	
Detail B	Case 1	-52.900	3.800	56.780	49
	Case 2	-54.700	-2.500	52.200	
	Case 3	-51.250	0.960	52.210	

한편, 교량의 교축방향 응력에 대한 보강효과는 큰 것으로 나타났다. Fig 3.22는 교축방향 보강효과를 확인하기 위한 복부판에서의 위치이다. 이 위치는 복부판과 하부플랜지의 연결부로서, 피로균열이 발생한 상세와 마찬가지로 필렛용접으로 연결된 부분이다. 설계하중을 교축방향으로 이동하면서 복부판 하부에서의 최대응력을 측정하였다. Fig 3.23에 구조해석 결과를 나타냈다.



Fig 3.22 Analysis position to retrofitting effect

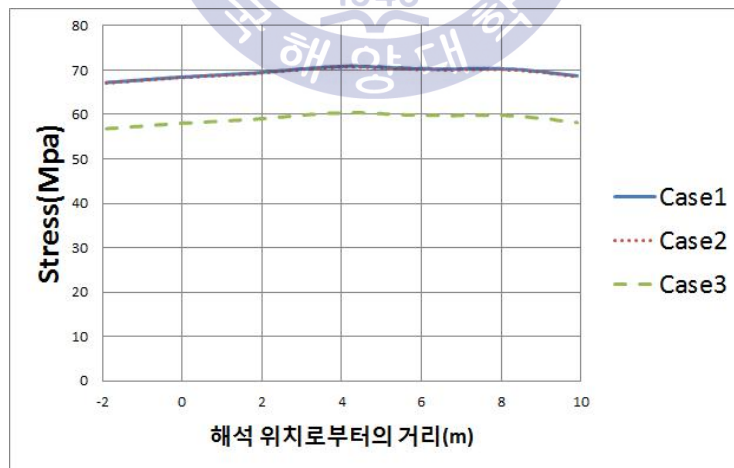


Fig 3.23 Results of structural analysis (target bridge I)

해석결과 강바닥판을 보강한 Case 2의 경우에는 효과가 미미한 것으로 나타났다. 하지만 긴장재를 통한 프리스트레스를 도입한 Case 3의 경우 최대응력이 14.81% 감소한 것으로 나타나 교축방향에 대한 보강효과는 큰 것으로 판단된다.



3.4.4 피로균열 보강방안

위의 분석결과로부터 강바닥판 덧댐 및 긴장재 도입에 따른 전체적인 보강은 피로균열에 대한 효과가 거의 없는 것으로 나타났다. 따라서 피로균열에 대한 직접적인 보강방법을 제시하고자 한다.

Fig 3.24는 Detail A 및 B 에 대한 보강방법이다. 제안된 보강방법은 기존연구(이성진 등, 2011)에서 보고된 것으로, 피로균열 발생위치에 볼트에 의해 10mm 강판을 부착하여 강성을 증가시키는 방법이다.

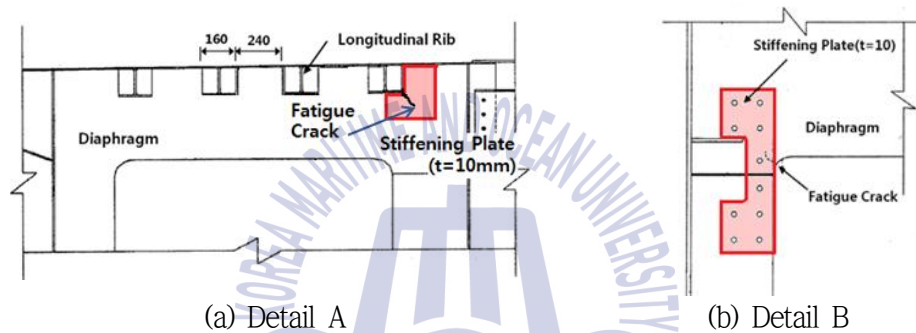


Fig 3.24 Retrofitting method

Fig 3.25는 피로균열부 보강에 대한 상세모델이다. 보강판은 Solid로 모델링하여 기존 균열발생부인 Plate요소에 합성하였다.

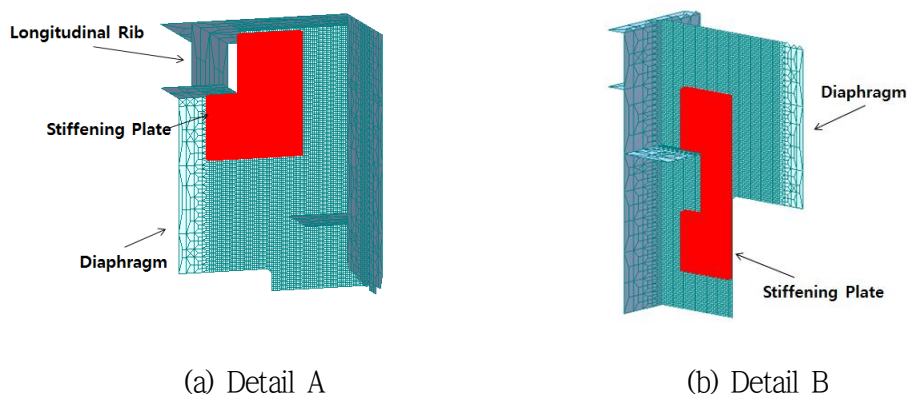


Fig 3.25 Detailed structural models for retrofitting method

Table 3.7에 보강 전·후의 Detail A 및 B에 대한 상세구조해석 결과를 나타냈다. 여기서의 해석값은 앞 절에서와 마찬가지로 영향선 해석을 실시하여 얻어진 최대 최소 응력값이다.

Table 3.7 Results of structural analysis to retrofitting

Detail	보강	Stress(MPa)			Allowable fatigue stress range (MPa)
		Max.	Min.	Range	
A	Before	52.000	2.425	49.575	31.0
	After	24.6	-2.3	26.9	
B	Before	-51.250	0.960	52.210	48.3
	After	-20.8	0.3	21.1	

해석결과 제안된 보강방법을 적용할 경우 Detail A 및 B에서의 응력이 현저하게 감소하는 것을 확인할 수 있었다. 또한 발생응력범위는 모두 허용피로응력범위보다 작게 나타나 본 연구에서의 보강방법이 타당한 것으로 판단된다.

따라서 프리스트레스의 도입을 통해 교량의 내하력을 증가시키는 방법은 피로손상부에서의 국부적인 응력에는 영향을 끼치지 않으므로, 피로손상부에 대해 덧댐판 또는 앵글 등과 같은 직접적인 보강이 필요한 것으로 판단된다.

제 4 장 Up-Down 공법에 의한 4경간 연속 강판형교의 보강효과

4.1 대상교량Ⅱ의 제원 및 특징

4.1.1 대상교량Ⅱ의 제원

본 연구의 대상교량Ⅱ는 1970년 준공된 강판형 거더교로, 1987년 보수·보강을 통해 1등교로 성능개선 되었으며, 2003년 상·하행 일체화 및 4경간 연속화를 실시하였다. 교량의 총 연장은 800.0m($4 \times 4@50.0$ m) 이며 교폭은 21.0m로 4차로로 구성되어있다. 대상교량Ⅱ의 종단면도 및 횡단면도를 Fig 4.1, Fig 4.2에 나타냈다.

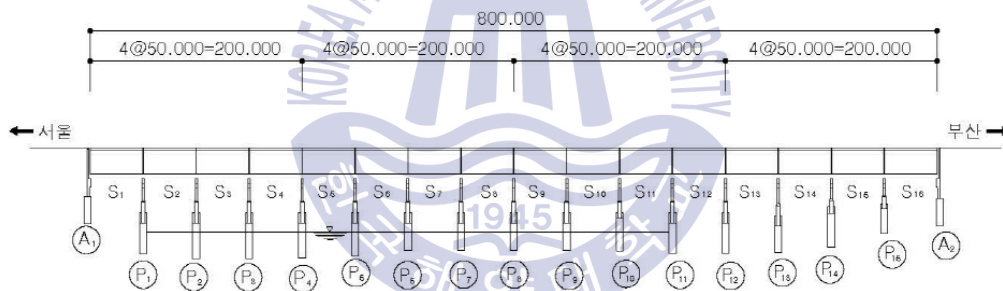


Fig 4.1 Longitudinal section view for target bridge II

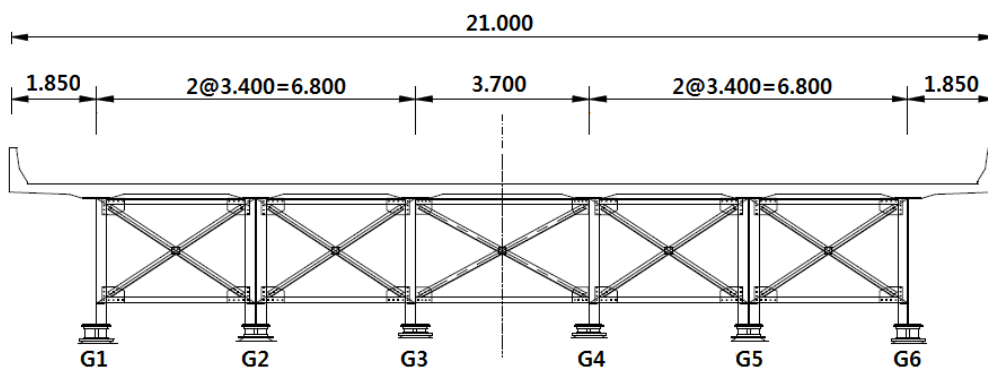


Fig 4.2 Cross section view for target bridge II

대상교량Ⅱ는 강관형 거더와 콘크리트 슬래브의 합성형교이며, 거더의 대표적인 강재 재료는 SM490이고 슬래브는 콘크리트 강도가 27MPa인 C27로 구성되어있다. Plate 부의 단면 두께를 Table 4.1에 나타냈으며, 거더 및 슬래브의 대표단면의 제원을 Fig 4.3에 나타냈다.

Table 4.1 Property of target bridge II

구 분			위 치	길 이	두께
외측 거더	상부플랜지	#1	0 ~ 12m	12m	28mm
		#2	12 ~ 38m	26m	48mm
		#3	38 ~ 50m	12m	28mm
	하부플랜지	#1	0 ~ 7.5m	7.5m	25mm
		#2	7.5 ~ 13.5m	6m	45mm
		#3	13.5 ~ 36.5m	23m	65mm
		#4	36.5 ~ 42.5m	6m	45mm
		#5	42.5 ~ 50m	7.5m	25mm
내측 거더	상부플랜지	#1	0 ~ 13m	13m	25mm
		#2	13 ~ 37m	24m	43mm
		#3	37 ~ 50m	13m	25mm
	하부플랜지	#1	0 ~ 8m	8m	25mm
		#2	8 ~ 42m	34m	50mm
		#3	42 ~ 50m	8m	25mm
복부			-	-	12mm

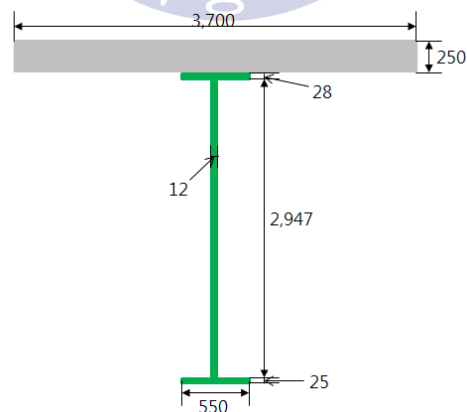


Fig 4.3 Property of target bridge II

4.1.2 피로균열 현황

2014년 정밀안전진단보고서에 따르면 대상교량Ⅱ에서의 피로균열은 Fig 4.4에 보이는 바와 같이 수직보강재와 상부플랜지의 용접연결부에서 발생했으며, 총 10개소에서 균열이 발생하였다. 본 연구에서는 10개소의 균열 중, Fig 4.5와 같이 S2 경간의 G4 거더에서 발생한 균열에 대해 보강효과를 평가하였다. 기존 정밀안전진단보고서에 의하면 G4 거더는 횡방향 연속화 전에는 차량의 주행하지 않던 위치였으므로, 피로균열은 횡방향 연속화에 따른 차량의 주행으로 인해 발생한 것으로 판단된다.



Fig 4.4 Case of fatigue cracks (target bridge II)

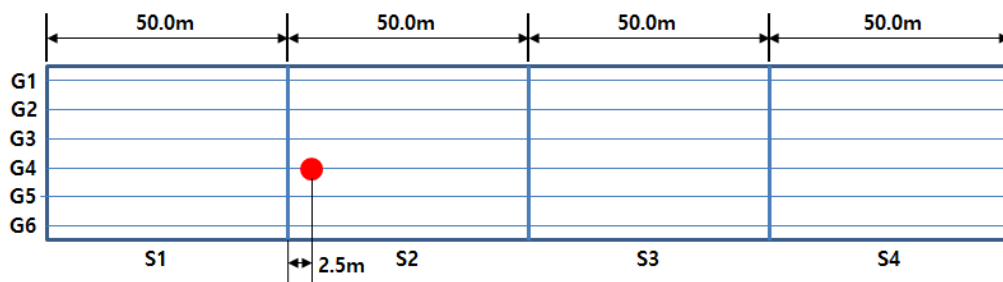


Fig 4.5 Position of fatigue cracks (target bridge II)

4.2 대상교량Ⅱ의 보강 사례

대상교량Ⅱ는 1970년 DB-18로 최초 준공되었으며, 1987년 1차 성능개선 공사를 수행하여 1등교(DB-24)로 개선되었다. 또한 2003년 횡방향 연속화를 통해 상·하행선을 일체화 하였으며 16개의 단경간을 4경간씩 종방향 연속화하여 현재 운용 중에 있다.

2003년 실시된 연속화 시공의 작업순서는 다음과 같다.

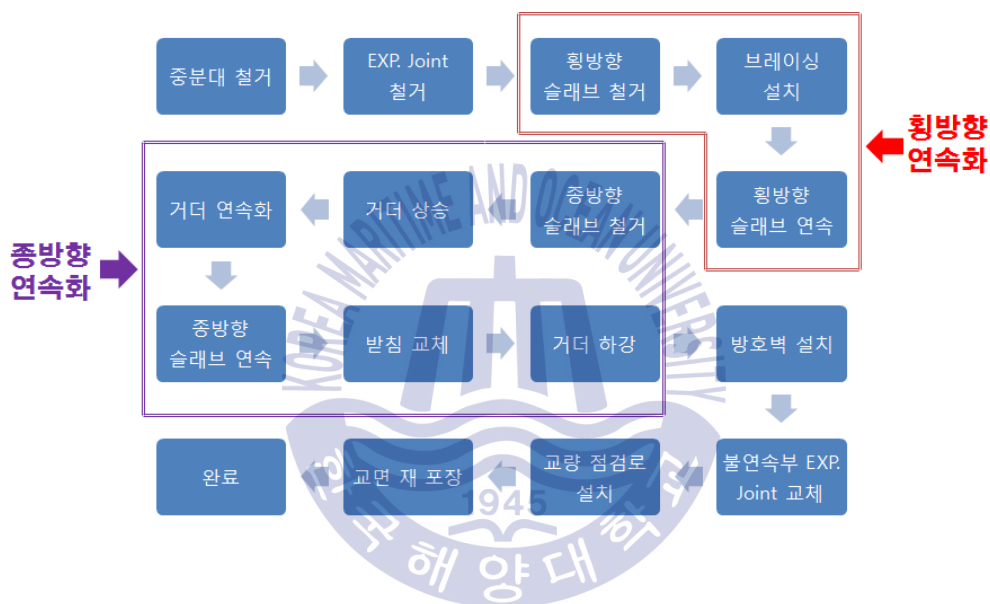


Fig 4.6 Working order of continuation

4.2.1 횡방향 연속화

대상교량Ⅱ는 교통량의 증가에 따라, 기존 상·하행선으로 분리되어 있던 각각 편도 2차로의 2개 교량을 횡방향 연속화를 통해 편도 4차로로 성능개선공사를 실시하였다. 횡방향 연속화가 시행된 G3~G4는 신규로 브레이싱 및 가로격벽이 설치되었다. 횡방향 연속화의 작업순서는 Fig 4.7과 같다.

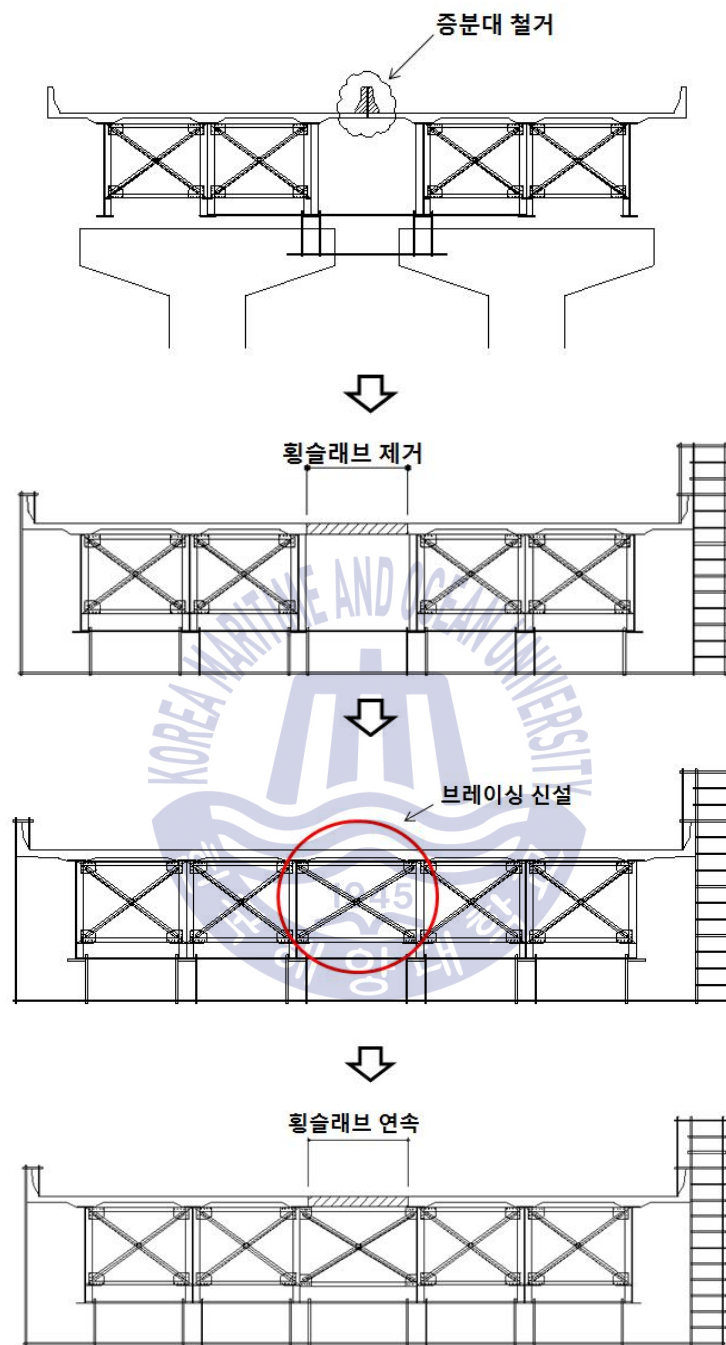


Fig 4.7 Working order of transverse direction continuation

4.2.2 종방향 연속화

일반적으로 단순교의 연속화는 거더의 처짐이 줄고 구조적으로 유리하며, 신축이음장치의 수가 줄어 주행 및 유지보수에 유리한 장점이 있다. 그러나 연속교에서는 내측 지점부에 부모멘트가 발생하여 슬래브 및 교면에 균열이 발생할 가능성이 높다.

본 연구의 대상교량Ⅱ는 이러한 문제점을 개선하기 위해 내측 지점부의 Up·Down 공법을 통해 내측 지점부에 발생하는 인장력에 대응하는 압축력을 도입하였다. 4경간 구간에서 Up·Down 공법에 의한 종방향 연속화의 작업순서는 Fig 4.8과 같다.

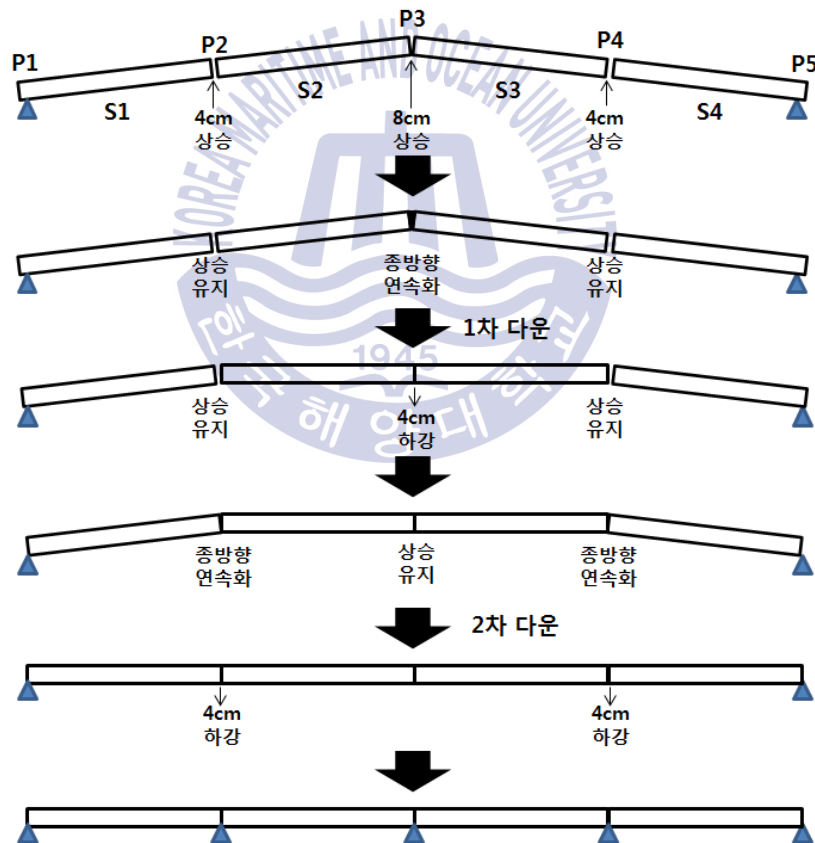


Fig 4.8 Working order of longitudinal direction continuation

1차 다운은 S2와 S3 경간의 거더를 연속화 후 P2를 4cm를 하강하였다. 이는 2경간 연속교에서의 내측지점 하강과 같은 거동이다. 1차 다운에 의해 발생하는 거더에서의 최대 모멘트는 다음과 같다.

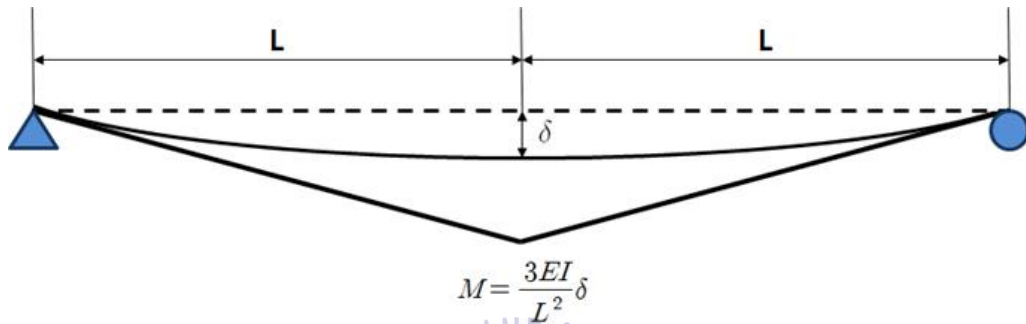


Fig 4.9 Moment diagrams by 1st down

$$M_{\max} = \frac{3EI}{L^2} \delta = 1,967.893 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (18)$$

여기서,

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 1.952 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\delta = 40 \text{ mm}$$

$$L = 50,000 \text{ mm}$$

2차 다운은 1차 다운에서 연속화 된 S2, S3 경간과 양측 경간인 S1, S4 거더를 연속화 한 후 P1와 P3를 4cm 하강하였다. 이는 3경간 연속교에서의 내측 지점 하강과 같은 거동이다. 2차 다운에 의해 발생하는 거더에서의 최대 모멘트는 다음과 같다.

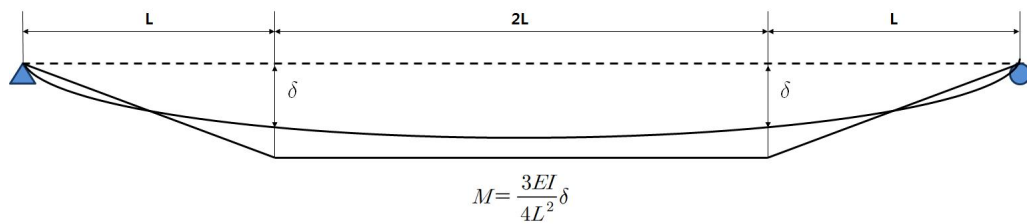


Fig 4.10 Moment diagrams by 2nd down

$$M_{\max} = \frac{3EI}{4L^2} \delta = 491.904 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (19)$$

여기서,

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 1.952 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\delta = 40 \text{ mm}$$

$$L = 50,000 \text{ mm}$$

따라서 종방향 연속화를 완료했을 때의 모멘트선도는 Fig 4.11과 같이 나타나며, 이때의 내측 지점의 최종적인 모멘트는 다음과 같다.

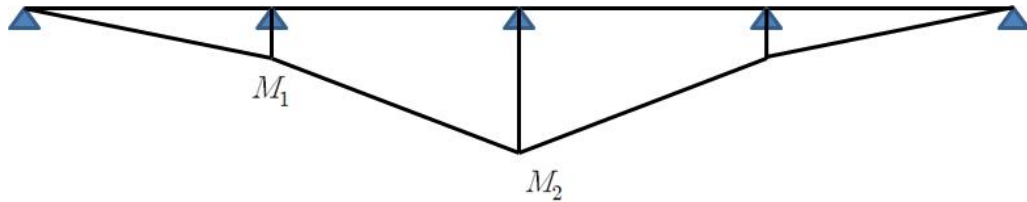


Fig 4.11 Moment diagrams by Up · Down method

$$M_1 = 491.904 kN \cdot m \quad (20)$$

$$M_2 = 2,459.797 kN \cdot m \quad (21)$$



4.3 재하시험 개요

시험차량의 재하에 따른 대상교량Ⅱ의 전체적인 거동 특성을 조사하고, 구조모델의 타당성을 검증하기 위해 의사정적 재하시험을 실시하였다. 재하 차량은 2대의 3축 덤프트럭을 사용하였으며, 재하차량의 축중 및 제원은 Table 4.2 및 Fig 4.12와 같다.

Table 4.2 Axle load of test vehicles (target bridgeⅡ)

	First Axle(kN)	Second Axle(kN)	Third Axle(kN)	Total(kN)
트럭 A	77.5	83.3	83.3	244.1
트럭 B	74.4	87.3	87.3	249.0

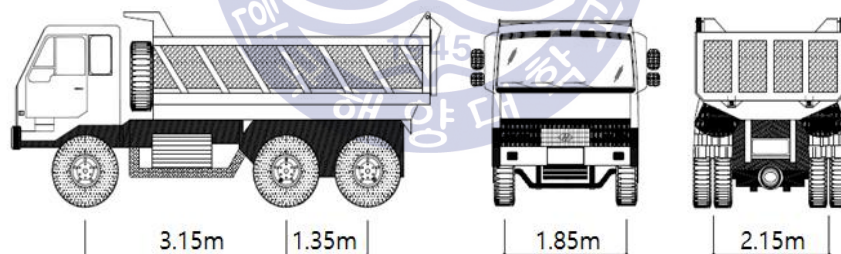


Fig 4.12 Dimension of test vehicles (target bridgeⅡ)

재하시험은 Fig 4.13에서 보이는 바와 같이, S4 경간의 정모멘트부에서 실시하였으며, 의사정적 재하시험을 실시하였다. 트럭 A는 갓길, 트럭 B는 4차로에 병렬로 위치시켰으며, 시속 20km/h로 저속 주행하였다. 변형률 측정을 위한 게이지는 Fig 4.13에 나타난것과 같이 각 거더의 상부플랜지와 하부플랜지에 1개소씩 부착하였으며, 거더의 처짐을 측정하기 위해 각 거더의 하부에 변위계를 설치하였다.

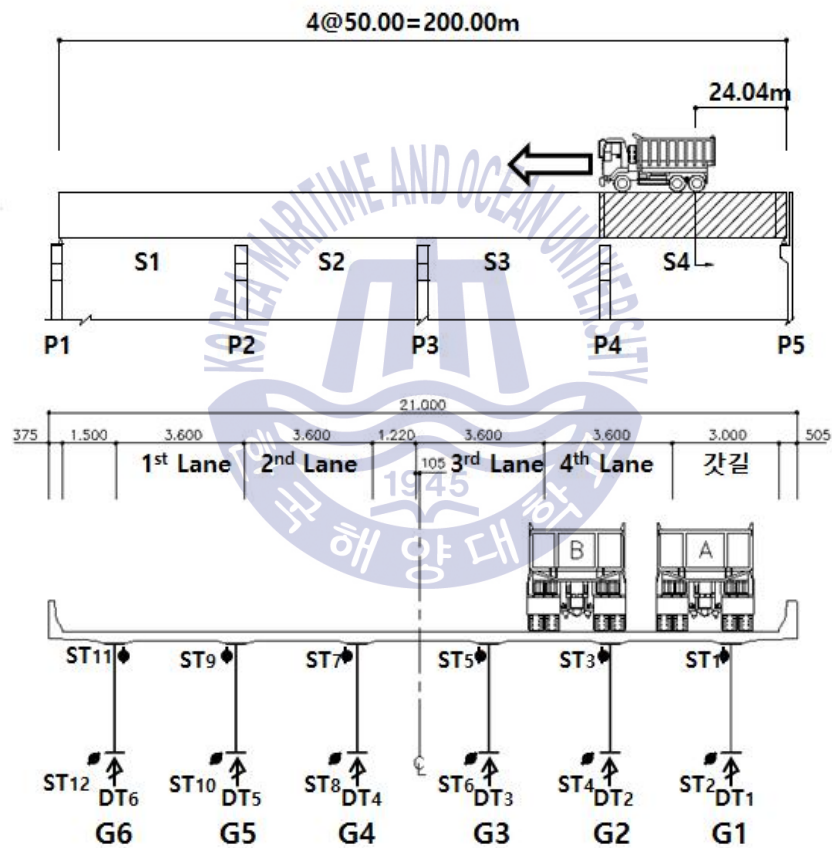
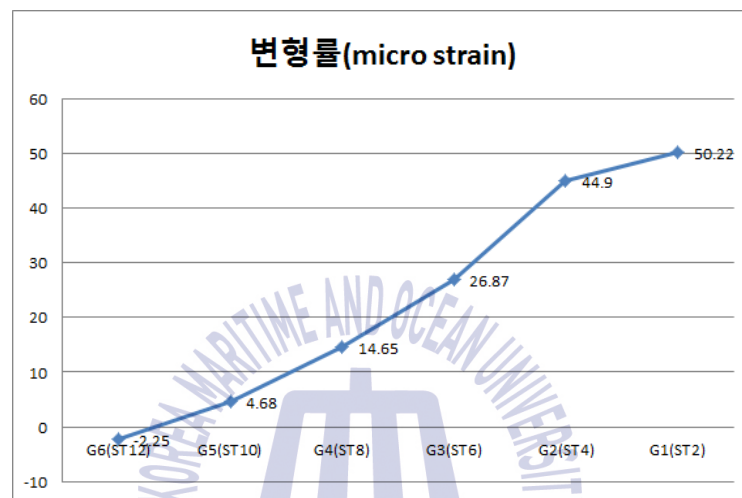
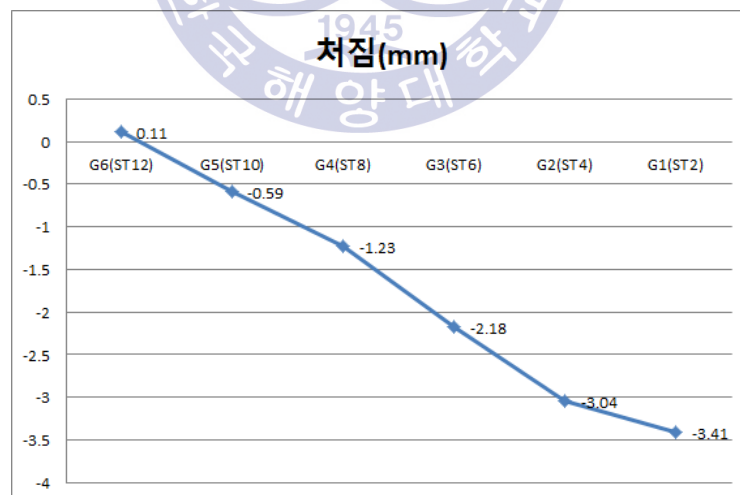


Fig 4.13 Loading location and sensor location (target bridge II)

재하시험에서 측정된 변형률 및 처짐을 통해 횡분배 거동을 분석하였으며, 그 결과를 Fig 4.14에 나타냈다. 차량의 재하위치가 G1으로 편측재하되었을 때, 변형률 및 변위에 대한 횡분배 거동은 대체로 양호한 것으로 판단되며, 따라서 대상교량에 대한 재하시험 측정 결과는 충분히 신뢰성이 있는 것으로 보여진다.



(a) Strain result



(b) Deflection result

Fig 4.14 Result of loading test (target bridge II)

4.4 구조해석을 통한 피로균열부에서의 보강 평가

대상교량Ⅱ에 대해 간접 프리스트레스 도입에 따른 피로균열부에서의 거동을 평가하기 위해 구조해석을 실시하였다.

4.4.1 기존연구 분석

대상교량Ⅱ는 시설물 안전관리 특별법에 의해 5년 주기로 정밀안전진단을 실시하고 있으며, 구조해석을 통해 교량의 안전성을 평가하고 있다. 여기서는 Up·Down 공법의 개념적인 적용방법에 대한 검토를 실시하여 타당성을 분석하였다.

Fig 4.15는 2004년 정밀안전진단 시 실시한 Up·Down 공법에 대한 구조해석 방법이다. 2004년 정밀안전진단보고서에 따르면 Up·Down 공법을 구현하기 위해 P2, P4에서 4cm, P3에서 8cm를 동시에 하강하여 해석을 실시하였다. 그러나 3개의 지점에서 동시에 하강을 실시하면 Fig 4.16과 같이 P2, P4에서 부모멘트가 발생하게 된다. 이는 P3에서 8cm가 하강하면 P2, P4에서는 4cm보다 더 큰 변위가 발생하게 되는데, P2, P4에서 4cm만 하강시킴으로 인해 부모멘트가 발생된 것이며, 따라서 2004년 정밀안전진단보고서에서는 Up·Down 적용에서의 구조해석적인 절차에 문제가 있는 것으로 판단된다.

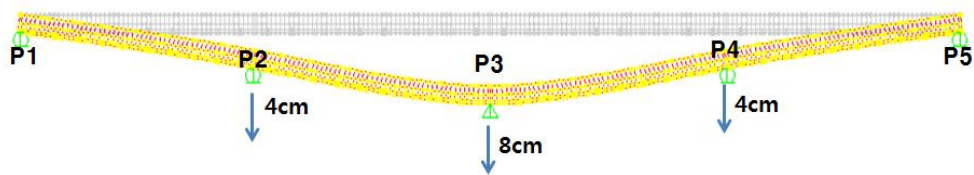


Fig 4.15 Diagram of transportation (2004 정밀안전진단보고서)

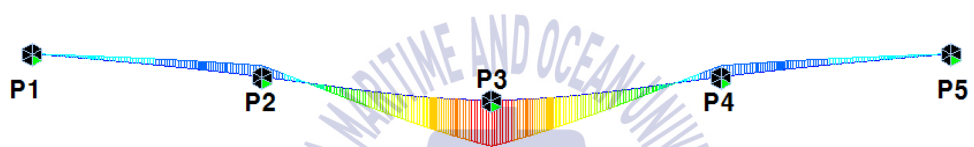


Fig 4.16 Moment diagrams (2004 정밀안전진단보고서)

Fig 4.17은 2014년 정밀안전진단 시 실시한 Up·Down 공법에 대한 구조 해석 방법이다. 2014년 정밀안전진단보고서에 따르면 Up·Down 공법을 구현하기 위해 P2, P3, P4에서 동시에 4cm만을 하강시켰다. 이 방법으로 해석을 실시하면 Fig 4.18에서 보이는 바와 같이 P3에서 부모멘트가 발생하게 된다. 이는 위에서와 마찬가지로 P2, P4가 4cm 하강하게 되면, P3에서는 4cm보다 큰 변위가 발생하게 되는데, P3에서 4cm만 하강시킴으로 인해 부모멘트가 발생한 것이며, 따라서 이 해석방법도 Up·Down 공법의 적용순서에 문제가 있는 것으로 판단된다.

이에 본 연구에서는 1차 다운과 2차다운을 따로 실시한 후 그 값을 중첩하여 Up·Down 공법의 효과를 검증하였다.

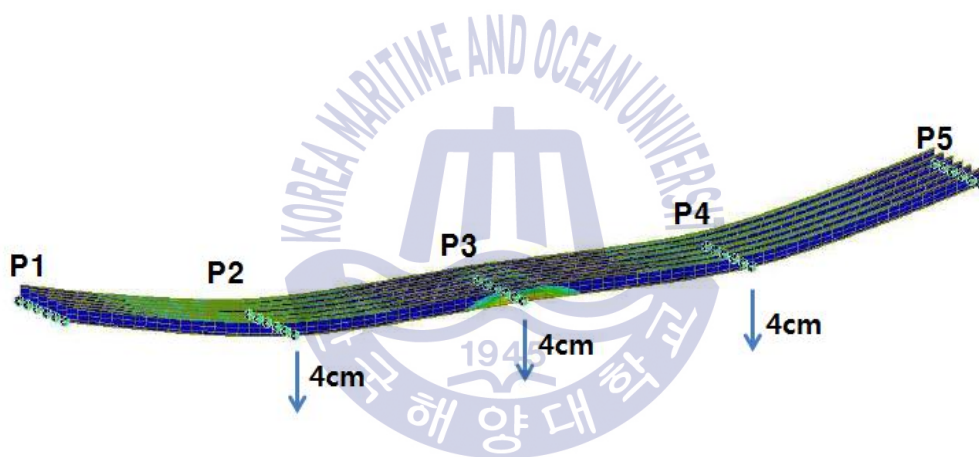


Fig 4.17 Diagram of transportation (2014 정밀안전진단보고서)

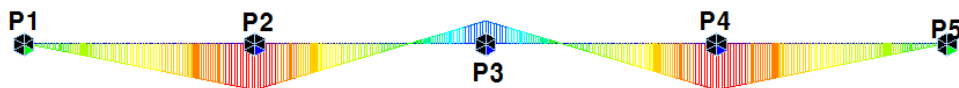


Fig 4.18 Moment diagrams (2014 정밀안전진단보고서)

4.4.2 구조해석 개요

대상교량Ⅱ는 단순교의 연속화 시, 내측 지점부의 Up·Down 공법에 의해 프리스트레스를 도입하여 보강을 실시하였다. 이에 본 연구에서는 Up·Down을 실시하지 않고 연속화하였을 경우와 Up·Down을 실시하였을 경우를 비교하여 프리스트레스 도입에 따른 보강을 평가하였다. 기존연구에서 발생한 구조해석 절차의 문제를 해결하기 위하여 1차 다운, 2차 다운에 대한 해석을 따로 수행하였다.

Fig 4.19는 대상교량Ⅱ의 구조해석 모델-A이다. 모델-A는 MIDAS Civil 2012의 해석모델로써 Beam요소와 Plate요소, Solid요소를 합성하여 모델링하였다. (a)는 대상교량Ⅱ의 전체 모델이며, (b)는 피로균열 발생위치에서의 상세해석을 위해 강재를 Plate, 슬래브를 Solid로 모델링한 부분이다. 피로균열은 (c)에서 보이는바와 같이 상부플랜지와 수직보강재의 용접연결부에서 발생하였다.

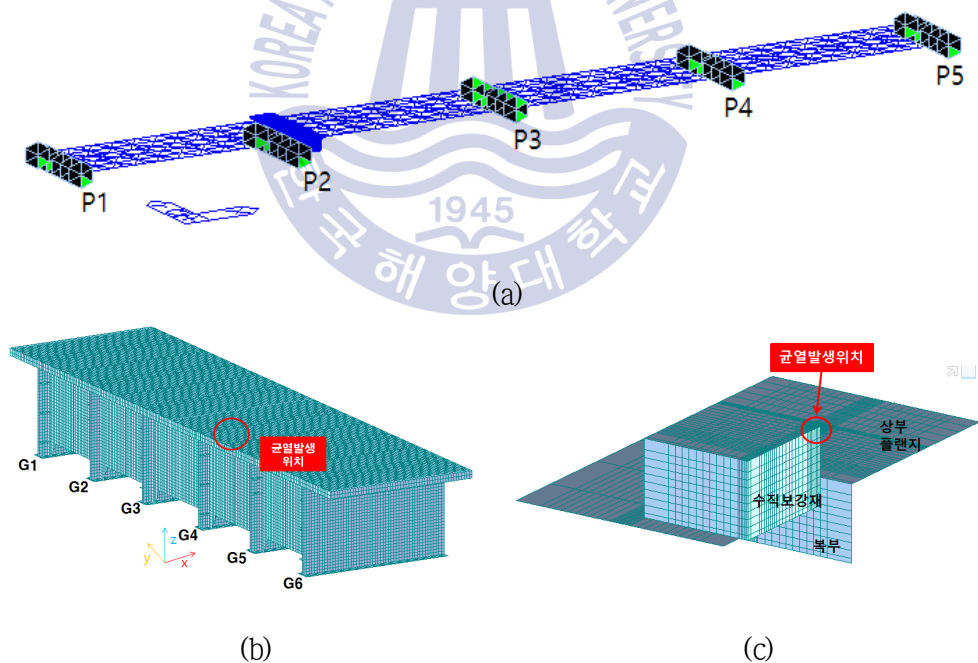
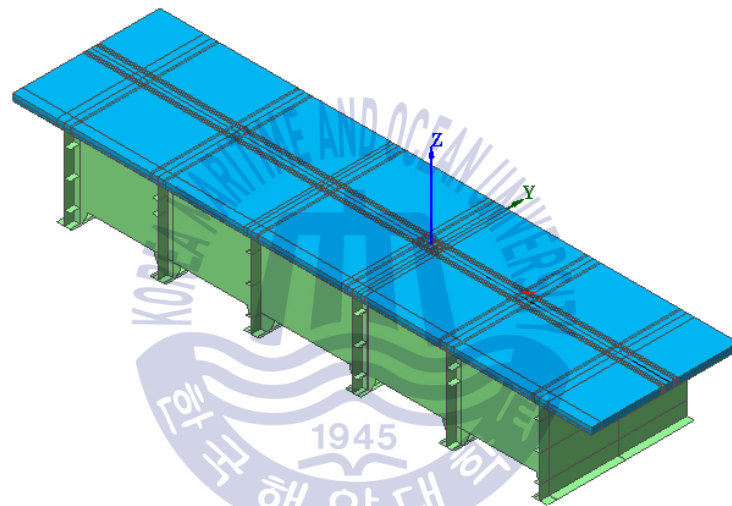
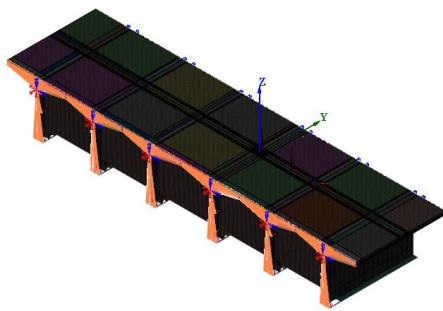


Fig 4.19 Structure analysis model-A

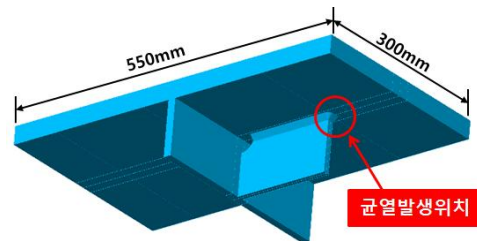
Fig 4.20은 대상교량Ⅱ의 구조해석 모델-B로써, 필렛용접부에서 상세해석을 위한 모델로 해석프로그램은 MIDAS FEA을 사용하였다. Fig 4.19의 (b)에서와 동일한 위치를 모델링하였으며, 모델-A에서 Rigid된 절점과 같은 위치에 가상의 절점을 생성한 후 Rigid Link를 사용해 연결하였다. 모델-A에서 하중을 재하하였을 때, Rigid된 절점에서 발생한 변위를 모델-B에서 같은 위치의 가상절점에 적용하여 거동이 동일하게 하였다. 필렛용접부에서의 상세해석을 위해 (c)와 같이 상부플랜지, 복부, 수직보강재의 일부분을 Solid로 모델링하였으며, 최소 요소크기를 0.3mm이다. 필렛용접부에서의 강도는 유효노치응력법을 통해 평가하였다.



(a) Structure analysis model



(b) Rigid link



(c) Solid element

Fig 4.20 Structure analysis model-B

4.4.3 유효노치응력법

일반적으로 용접부에서의 피로강도는 용접부의 형상 및 노치부에서의 응력집중에 의해 결정된다. 용접부에서의 피로강도를 평가하기 위한 유한요소 해석법에는 공칭응력법, 핫스팟 응력법, 그리고 유효노치응력법이 있다. 이 중 유효노치응력법은 응력집중이 발생하는 용접루트부 및 용접토우부에 가상의 노치를 삽입하여 응력을 구하는 방법이다.

유효노치응력법에서 가상노치의 반경(ρ_f)은 식 (22)에 의해 계산되어진다.

$$\rho_f = \rho + s\rho^* \quad (22)$$

여기서,

ρ : 실제 노치부의 노치반경

s : 다축성 계수

ρ^* : 미세조직의 길이

다축성 계수 s 는 Neuber의 가설에 의해 용접부에서는 2.5를 사용한다. 미세조직의 길이 ρ^* 는 다양한 금속재료의 노치시험편에 대한 교번피로실험으로부터 결정되는 재료 상수이며, Fig 4.21에 의하면 용접부의 조직은 주강(Cast steel)과 유사하므로 미세조직의 길이는 0.4mm가 된다. 실제 노치 반경을 극단적으로 취약한 경우인 $\rho=0$ 으로 가정하면, 가상노치의 반경은 1.0mm가 된다.

Fig 4.22는 국제용접학회(IIW)에서 제시한 용접토우부 및 루트부에서의 가상노치이다. 본 연구에서는 Fig 4.23과 같이 위의 내용을 토대로 필렛용접의 토우부 및 루트부에 가상노치를 삽입하여 모델링하였으며, 상부플랜지와 수직보강재 사이에 1mm의 틈을 주어 하중이 필렛용접을 통해 전달되도록 하였다.

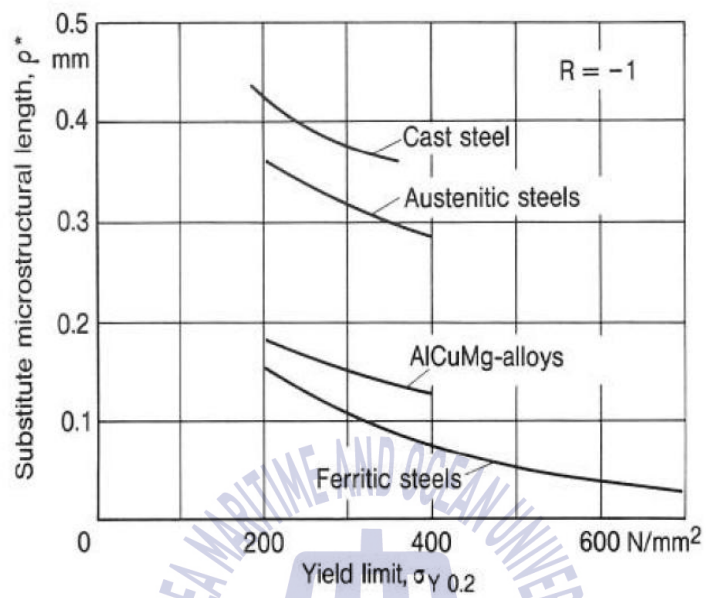


Fig 4.21 Substitute micro structural length

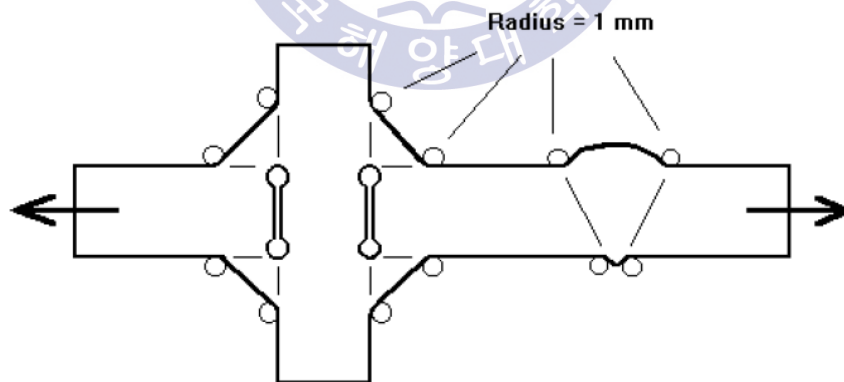


Fig 4.22 Fictitious rounding of weld toes and roots

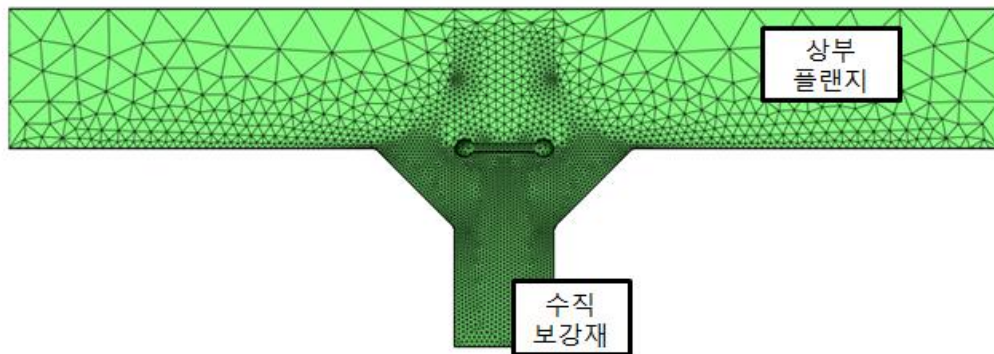


Fig 4.23 Finite element model at fillet weld in model-B



4.4.4 해석모델의 타당성 검증

(1) 모델-A

구조해석모델-A의 타당성을 검증하기 위해, 재하시험에서의 변형률 값과 구조해석에서의 결과 값을 비교하였다. Fig 4.24는 재하시험에서의 변형률 측정 값과, 그 위치에서의 해석 값을 비교한 결과이다.

비교 결과 상대적으로 변형률이 작은 G4, G5, G6 거더에서는 변형률의 횡분배가 유사하게 나타났다. 그러나 차량이 편측재하된 G1, G2 에서는 변형률 값이 해석모델에서 더 크게 나타났다. 이는 해석모델-A에서 Beam 부분에는 수평보강재와 수직보강재 및 방호벽이 모델링 되지 않았으며, 이에 따른 강성의 부족에 의한 것이다. 하지만 변형률에서의 차이가 크지 않기 때문에 모델-A는 타당성이 있는 것으로 판단된다.

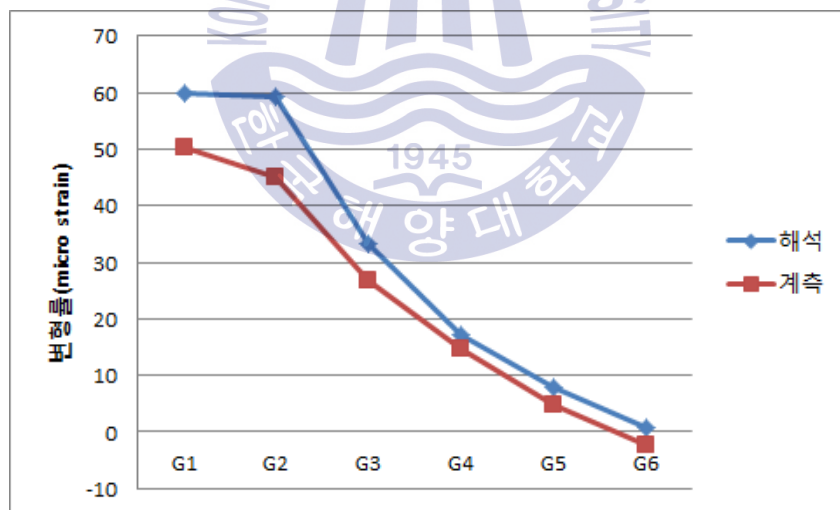


Fig 4.24 Distributions of strain at each girder (target bridge II)

(B) 모델-B

구조해석모델-B의 타당성을 검증하기 위해, 모델-A의 Plate와 모델-B의 Solid 모델의 동일한 위치에서의 응력을 비교 검토하였다. Fig 4.25는 모델-A와 모델-B에서 상부플랜지 및 복부의 주응력 값이다. 비교 결과 상부플랜지에서는 복부 및 수직보강재를 기준으로 네 부분에서의 주응력 값이 5% 미만의 오차가 나타났으며, 복부에서도 마찬가지로 수직보강재를 기준으로 두 부분에서의 주응력 값이 5% 미만의 오차가 발생하였다. 이에 모델-B는 타당성이 있다고 판단된다.

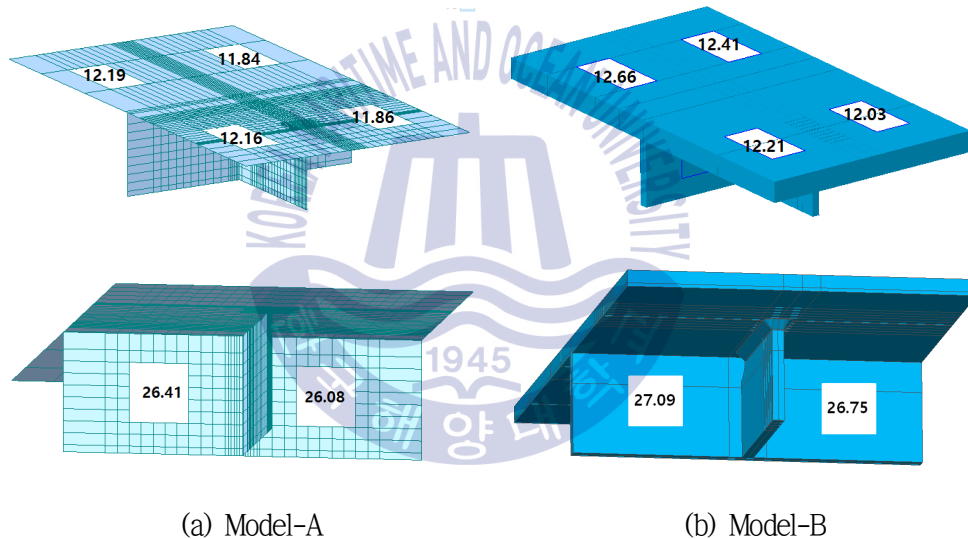


Fig 4.25 Comparison of stress between model-A and model-B

4.4.5 모델-A에서의 구조해석

(1) 교축직각방향 영향선해석

먼저 보강전 모델에서 피로균열 발생부에서의 최대응력이 발생할 경우의 차량의 위치를 결정하기 위해 모델-A에 대해 교축직각방향 영향선해석을 실시하였다. 해석에 사용된 차량하중은 본 교량의 설계하중인 DB-24 트럭하중을 재하하였다. 먼저 DB-24 트럭하중의 두 번째 축을 피로균열이 발생한 단면에 위치한 뒤 교축직각방향으로 0.05m 간격으로 이동하며 해석을 진행하였다. 도로의 차선을 고려하여 차량의 왼쪽 축을 교량의 끝을 기준으로 2m ~ 10m 까지 이동하며 해석하였다.

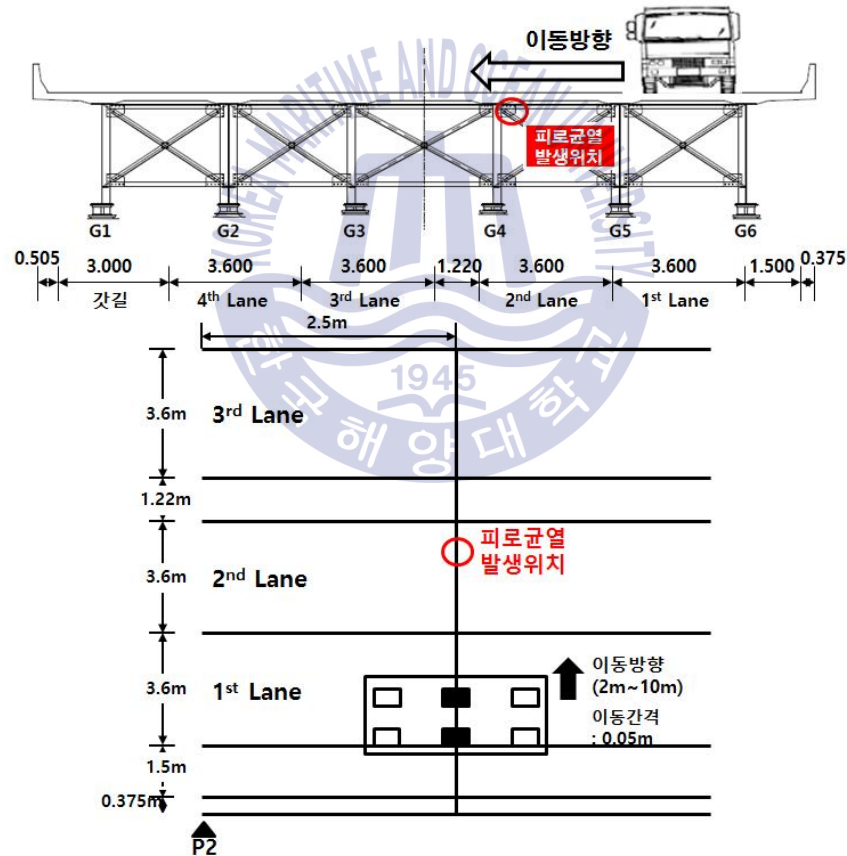


Fig 4.26 Load case along transverse direction (target bridge II)

응력의 측정은 수직보강재와 상부플랜지가 접하는 요소에서 수행하였다. 해석결과 교축직각방향으로 6.4m 떨어진 위치에서 수직보강재의 최대유효응력이 발생하였으며, 이 위치는 차량이 G4와 G5 사이에 위치할 때이다. 이에 차량이 교축직각방향으로 6.4m 떨어진 위치에 대해 차량을 교축방향으로 이동하여 해석을 실시하였다.

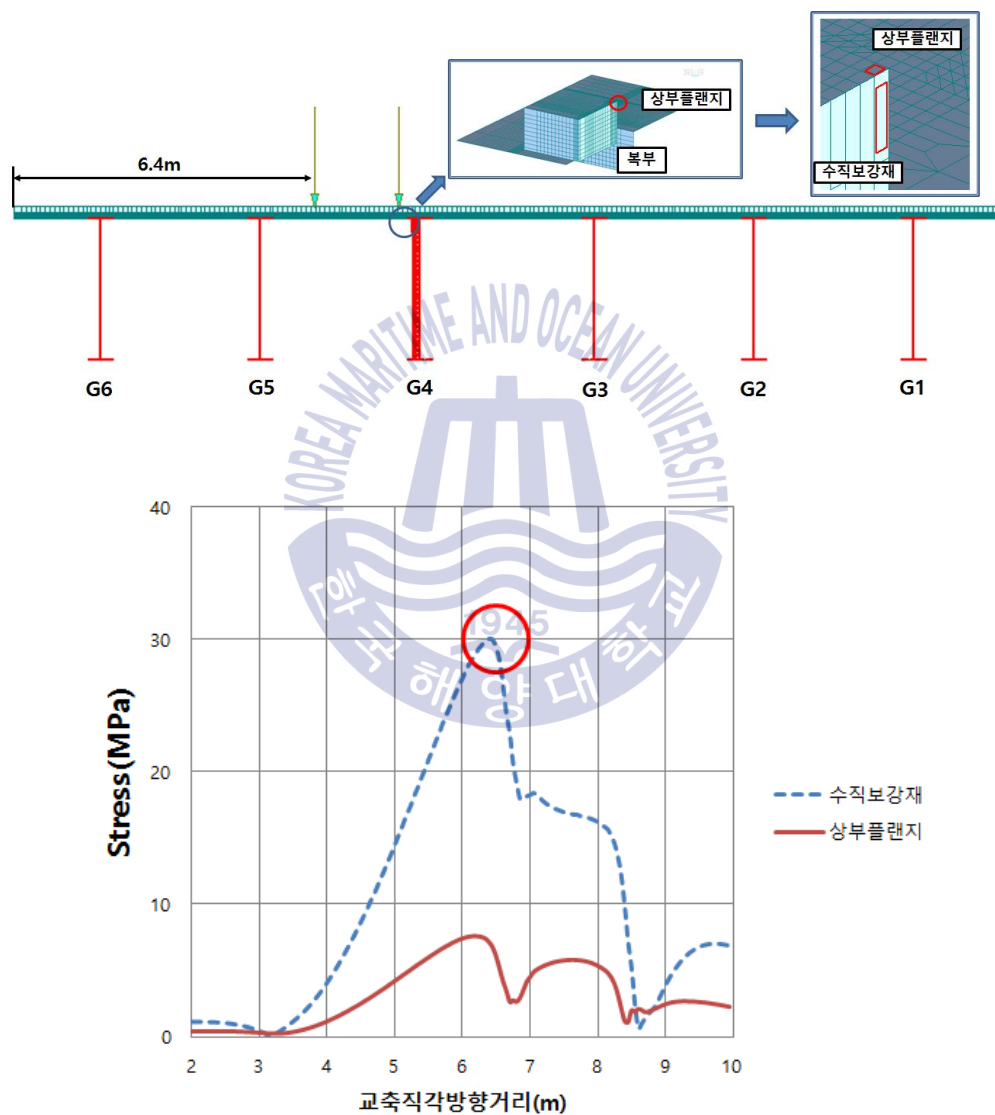


Fig 4.27 Results of structural analysis along transverse direction (target bridge II)

(2) 교축방향 영향선해석

다음으로 Fig 4.28과 같이 교축직각방향으로 최대응력이 발생한 6.4m에 대해, 차량을 교축방향으로 이동하며 영향선해석을 실시하였다. 하중은 설계차량의 첫 번째 축이 피로균열이 발생한 단면을 기준으로 -1m ~ 9m 까지 0.1m 씩 이동하며 해석하였다.

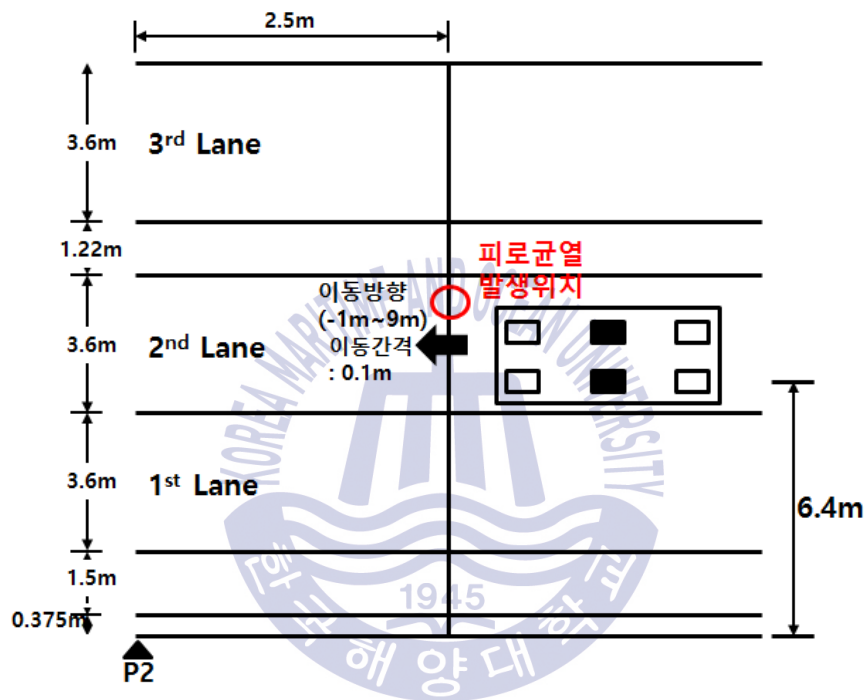


Fig 4.28 Load case along longitudinal direction (target bridge II)

해석결과 차량의 두 번째 축이 피로균열이 발생한 단면에 위치하는 4.2m 지점에서 수직보강재 및 상부플랜지에서 최대유효응력이 발생한 것을 확인할 수 있었다. 이때 Rigid 된 각 절점에서 발생하는 변위를 모델-B에서의 같은 위치의 절점에 동일하게 적용하여 상세해석을 실시하였다.

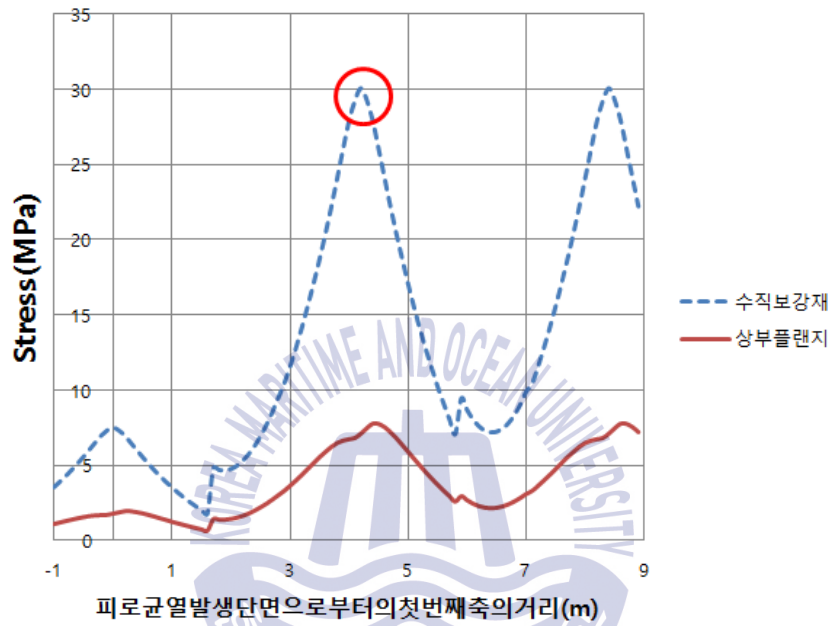


Fig 4.29 Results of structural analysis along longitudinal direction
(target bridge II)

(3) Up · Down 공법에 의해 발생하는 프리스트레스

Up · Down 공법에 의해 발생하는 프리스트레스를 구현하기 위해, 모델-A에서 1차 다운 및 2차 다운을 각각 해석하였다. Fig 4.30는 Up · Down 공법에 대한 구조해석 모델이다. 1차 다운은 (a)와 같이, 경간 S2, S3를 모델링 한 후, P3에서 40mm를 하강하였다. 2차 다운은 (b)와 같이, 모든 경간을 다 모델링 한 후, 가운데 지점인 P3를 제거하여 S2와 S3가 한 경간처럼 같이 거동하게 했고, P2와 P4에서 40mm를 하강하였다. 위의 해석과 마찬가지로, 모델-A에서 1차 다운 및 2차 다운에 의해 Rigid 된 절점에서 발생한 변위를 모델-B에서 같은 위치의 절점에 각각 적용하여 해석을 실시하였다.

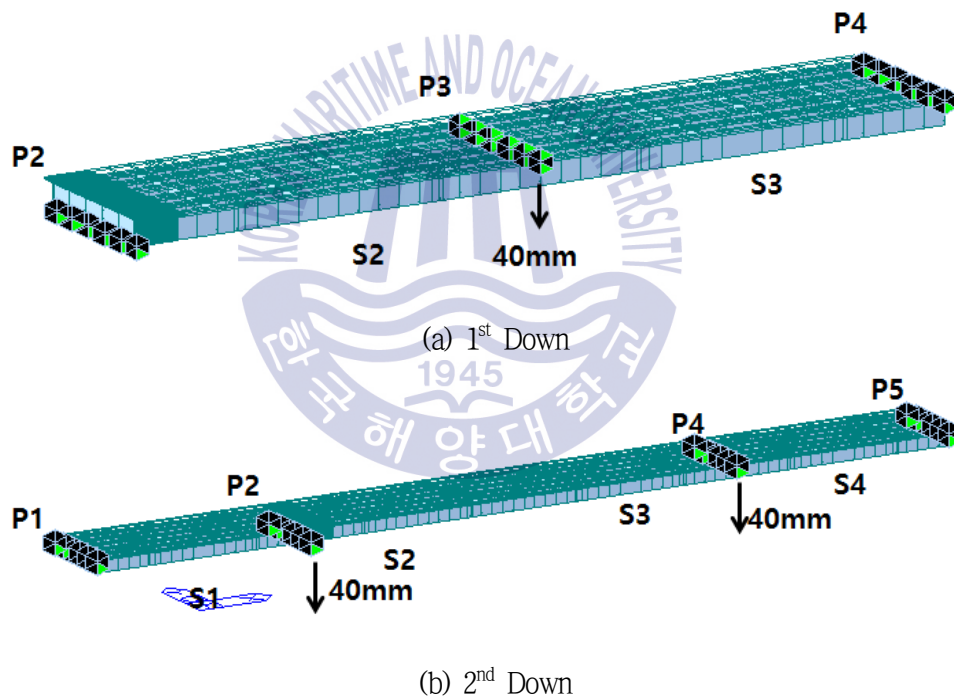


Fig 4.30 Structure analysis model for Up · Down

4.4.6 모델-B에서의 상세해석

모델-A의 균열발생 위치에서 설계하중에 의한 최대유효응력이 발생할 때, 1차 및 2차 다운일 때 Rigid 된 절점에서 발생된 변위를 모델-B의 같은 절점에 각각 적용하여 상세해석을 실시하였다. 최대유효응력이 발생했을 경우 Rigid 된 각 절점에서의 변위는 Table 4.3과 같다.

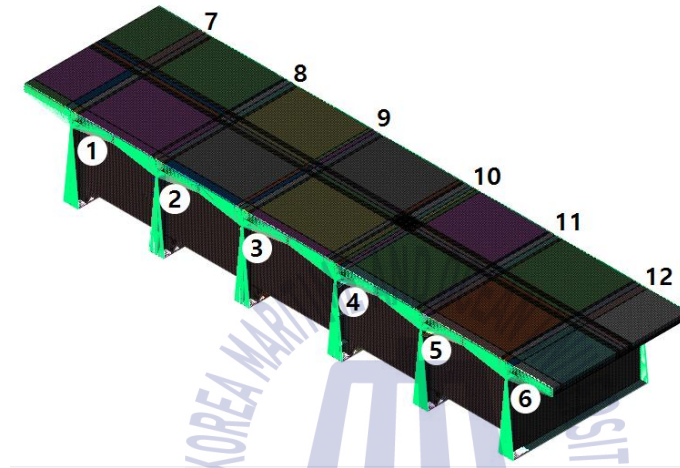


Fig 4.31 Rigid link in model-B

Table 4.3 Displacement of the node (target bridge II)

Node	DX(mm)	DY(mm)	DZ(mm)	RX([rad])	RY([rad])	RZ([rad])
1	0.075427	-0.025906	-0.357889	0.000003	-0.000394	0.000000
2	0.075709	-0.015712	-0.366684	0.000008	-0.000387	0.000002
3	0.080346	-0.011086	-0.367205	-0.00002	-0.000408	-0.000001
4	0.074935	0.004443	-0.353767	-0.000002	-0.000391	0.000001
5	0.074221	0.018068	-0.366462	-0.000004	-0.000386	0.000002
6	0.071183	-0.038638	-0.366096	0.000005	-0.000389	-0.000001
7	0.216072	-0.035953	-1.025290	0.000003	0.000226	0.000002
8	0.214929	-0.024846	-1.037839	0.000007	0.000237	0.000000
9	0.217403	-0.012957	-1.068622	0.000010	0.000230	0.000000
10	0.213559	0.003517	-1.096002	0.000004	0.000236	0.000000
11	0.214230	0.008971	-1.077093	-0.000012	0.000240	0.000000
12	0.218802	0.020326	-1.050641	-0.000006	0.000229	-0.000001

용접부에서 최대응력이 발생했을 때의 응력 분포를 Fig 4.32에 나타냈다. 상세해석 결과 설계하중에 따른 최대주응력(σ_1)은 용접루트부에서 14.96MPa이 발생했으며, 최소주응력(σ_3)은 용접토우부에서 -137.89MPa이 발생하였다. 이는 국제용접학회(IIW)에서 제시한 피로발생 응력범위인 225MPa에 미치지 못하는 값으로, 대상교량 II에서의 피로균열은 이상적인 용접에 대해 공용에 의해 발생한 것이 아니며, 용접 결함에 의한 균열로 판단된다.

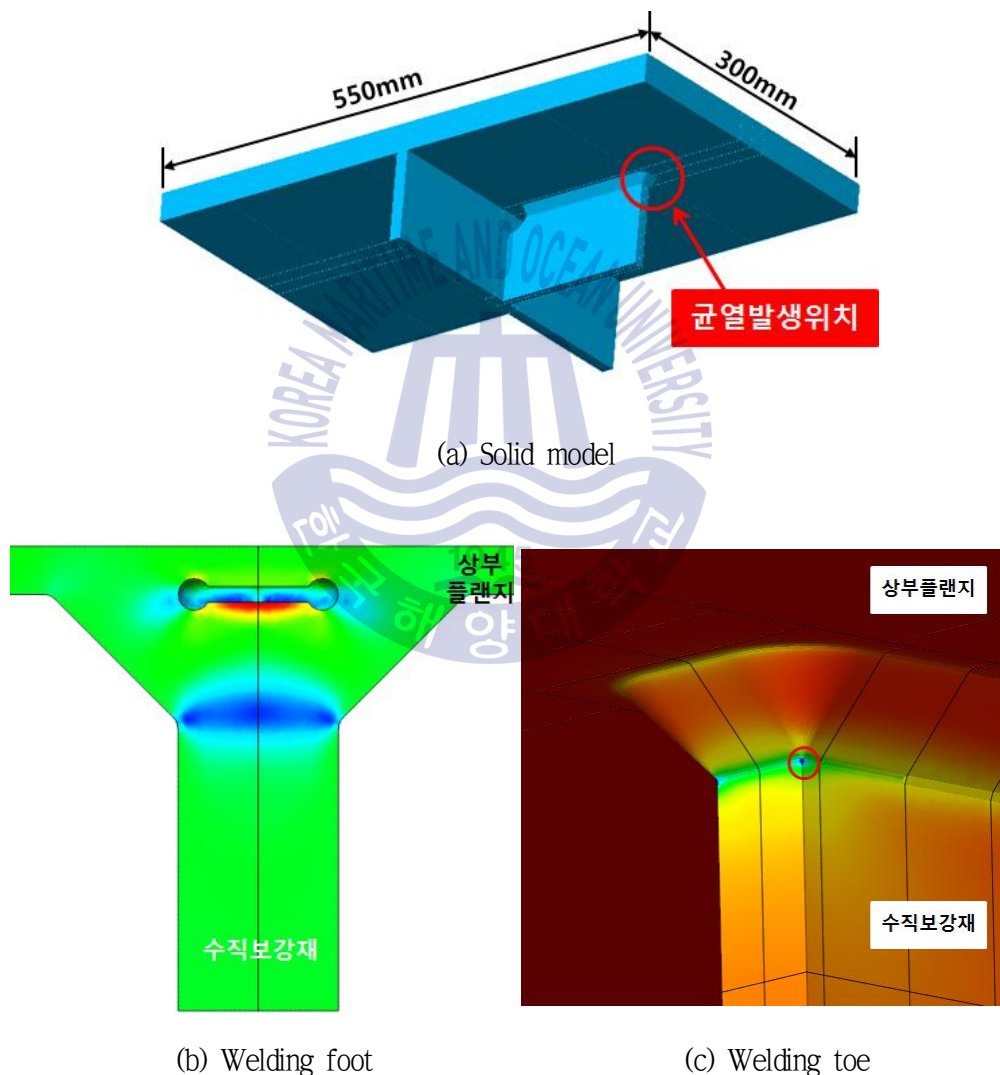


Fig 4.32 Results of finite element analysis (target bridge II)

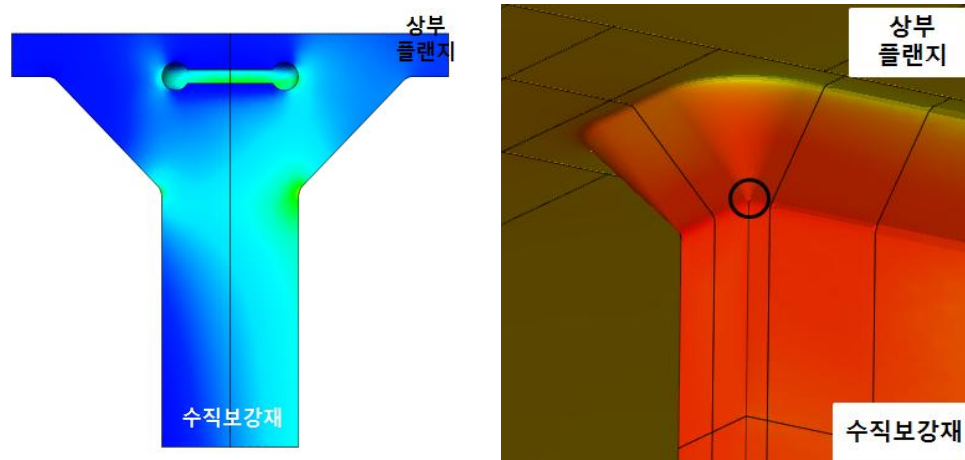
다음으로 Up·Down 공법에 의한 보강 효과를 평가하기 위해, 1차 및 2차 다운에 대한 구조해석을 실시하였다. 해석을 실시한 후, 위의 해석에서 최대응력이 발생한 요소에 대해 1차 및 2차 다운 시 발생하는 응력을 합산하여 보강 효과를 평가하였다.

Up·Down 공법에 대한 구조해석의 결과를 Table 4.4 및 Fig 4.33에 나타냈다. 용접 루트부에 대해, 1차 다운 시 균열발생 요소에서는 0.001MPa의 응력이 발생하였으며, 2차 다운에서는 -0.006MPa이 발생하였다. 용접 토우부에서는, 1차 다운 시 0.034MPa, 2차 다운에서는 0.232MPa이 발생하였다.

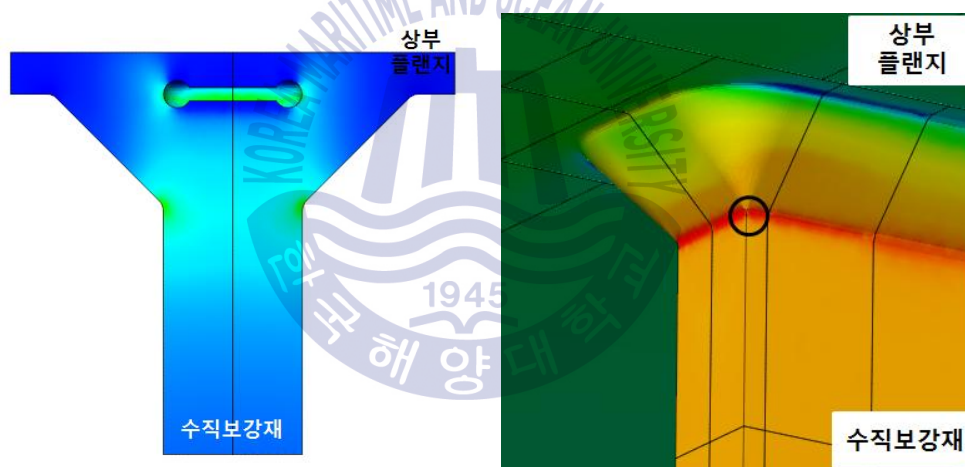
결과를 정리하면, 보강 전에는 용접 루트부에서 최대주응력이 14.96MPa이 발생했으며, Up·Down에 의한 프리스트레스의 영향으로 -0.005MPa이 발생하였다. 따라서 보강후의 응력은 14.955MPa이 된다. 용접 토우부에서는 최소주응력이 -137.89MPa이 발생했으며, Up·Down 공법에 의해 총 0.266MPa의 응력이 발생하여 보강 후의 최종 응력은 -137.624MPa이 된다. 이를 통해 Up·Down에 의한 프리스트레스가 피로균열이 발생된 필렛용접부에서는 거의 영향이 없는 것으로 판단된다.

Table 4.4 Results of finite element analysis (target bridge II)

	보강전	1차 다운	2차 다운	보강후
루트부	14.96	0.001	-0.006	14.955
토우부	-137.89	0.034	0.232	-137.624



(a) 1st down



(b) 2nd down

Fig 4.33 Results of finite element analysis for Up · Down

제 5 장 결 론

5.1 결론

본 연구에서는 긴장재에 의한 직접 프리스트레스 및 Up·Down 공법에 의한 간접 프리스트레스를 도입한 강교에 대해, 피로손상이 발생한 위치에서의 보강효과를 평가하였다.

1. 긴장재에 의한 직접 프리스트레스 도입 시, 거더의 처짐 및 주부재의 교축방향 응력은 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 영향선 해석 결과, 피로손상이 발생한 세로리브 및 다이아프램 용접부에서는 응력의 변화가 거의 나타나지 않았다.
2. Up·Down 공법에 의한 간접 프리스트레스 도입 시, 피로손상이 발생한 상부플랜지와 수직보강재의 필렛용접부에서 유효노치응력법을 통해 보강효과를 평가한 결과, 용접 루트부 및 토우부에서 Up·Down 공법에 의한 보강효과는 없는 것으로 거의 없는 것으로 나타났다.
3. 따라서 강교의 피로손상부에서는 교량의 전체적인 내하력을 증가시키는 프리스트레스 도입 공법은 큰 영향이 없으므로, 피로손상부에 대한 직접적인 보강이 필요할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 강원혁, 2006. 외부 긴장재를 이용한 연속 강합성교의 보강에 관한 연구. 석사학위논문. 서울:한양대학교.
2. 구민세, 박영제, 김민관, 1999. 지점 상승·하강을 이용한 P.S.C.교의 연속화 공법. 1999년도 대한토목학회 학술발표회.
3. 구민세, 박영제, 김필식, 2001. 지점 재 상승·하강에 의한 3경간 연속 프리플렉스 합성형의 프리스트레싱 효과에 관한 연구. 한국강구조학회논문집, 13(4), pp.433-441.
4. 구민세, 박영제, 김훈희, 2005. 연속 프리플렉스 거더교의 개선된 시공법과 설계식의 개발. 한국강구조학회논문집, 17(2), pp.183-194.
5. 구민세, 정재운, 김필식, 1999. 2지점 상승·하강에 의한 3경간 연속 프리플렉스 합성보의 Prestressing 효과에 관한 연구. 1999년도 한국전산구조공학회 학술발표회.
6. 구자용, 2002. 외부 후긴장재 배치방법에 따른 3주형 강합성거더의 보강 효과에 관한 연구. 석사학위논문. 서울과학기술대학교.
7. 김성만, 2002. 3경간 연속 프리플렉스 합성형교의 내측지점 상승·하강 공법에 대한 가로보의 영향. 석사학위논문. 인천:인하대학교.
8. 김화식, 2003. 노치응력접근법을 이용한 용접구조물의 피로강도평가 및 모델링 기법 개발. 석사학위논문. 강원대학교.
9. 김훈희, 2009. 지점의 상승 및 하강을 이용한 연속 PSC 거더교의 설계기법 제안. 박사학위논문. 인천:인하대학교.
10. 나귀태, 2002. 지점 상승 하강 공법에 의한 강상자형교의 국부좌굴. 석사학위논문. 인천:인하대학교.

11. 류형근, 장승필, 2003. 증가 프리스트레스력을 고려한 외부 프리스트레스 강합성 교량의 장기거동해석. 대한토목학회논문집, 23(1A), pp.13-20.
12. 박영제, 2003. 프리플렉스 거터교의 개선된 연속화 기법 개발. 박사학위논문. 인천:인하대학교.
13. 박응우, 2005. 원통형 정착구를 사용하고 외부 긴장재로 보강된 강재보의 거동. 석사학위논문. 서울:한양대학교.
14. 박진은, 2010. 곡선거터교에서 발생한 피로균열의 특성분석 및 보강방안의 적정성 평가. 석사학위논문. 부산:한국해양대학교.
15. 박창호, 구본성, 2000. 연속 강박스교의 지점부거동 개선방안 연구. 2000년도 대한토목학회 학술발표회.
16. 백동훈, 이우현, 김기봉, 1997. 후긴장을 이용한 연속합성 격자형교의 보강 방법에 관한 연구. 한국강구조학회논문집, 9(3), pp.441~445.
17. 신우교, 2009. 외부 긴장재를 이용한 기존 RC 박스거터교의 내하력 향상에 관한연구. 석사학위논문. 대전:우송대학교.
18. 안정현, 2011. 노치응력법을 이용한 십자형 용접연결부의 피로강도 평가에 관한 연구 : 실제 비드 형상의 효과 고려. 석사학위논문. 울산대학교.
19. 이성진, 2011. 개단면리브 강바닥판교의 재하특성에 따른 구조상세부의 거동 분석. 석사학위논문. 부산:한국해양대학교.
20. 이성진, 경갑수, 박진은, 이희현, 2012. 주행차량에 따른 개단면 강바닥판 교량의 국부거동 특성. 한국강구조학회논문집, 24(1), pp.603~610.
21. 이종연, 2007. 외부 긴장재를 이용한 강합성교의 보강 설계에 관한 연구. 석사학위논문. 서울:한양대학교.
22. 전호탁, 2005. 외부 긴장재로 보강된 연속 강합성보의 휨 거동 해석. 석사학위논문. 서울:한양대학교.

23. 정승빈, 2014. 유효노치응력법을 이용한 T형 필렛 용접부의 피로수명 해석 및 평가. 석사학위논문. 부산대학교.
24. 최동호, 유훈, 김용식, 김성원, 2009. 직선배치된 외부 긴장재로 보강된 2경간 강합성교의 증가 프리스트레스력을 고려한 내하율 산정식을 이용한 보강설계. 한국구조물진단유지관리공학회지, 13(2), pp.153~164.
25. 한국도로공사, 2004, 2014, 왜관낙동강교 정밀안전진단보고서.
26. 한국도로공사, 2015, 서부산낙동강교 정밀안전진단보고서.
27. 한병동, 2001. 외부 강선에 의한 단순판형교의 연속화보강에 관한 연구. 석사학위논문. 서울과학기술대학교.
28. International Institute of Welding, 2008. *Recommendations for fatigue design of welded joints and components*, Paris:IIW.
29. Kyung, K.S. et al., 2010, Fatigue evaluation and retrofitting method of cracks found in orthotropic steel deck. International association for bridge maintenance and safety.
30. Neuber, H., 1946. Theory of notch stress, Ann arbor mi, Edwards.
31. Radaj, D., 1990. Design and analysis of fatigue resistant welded structures. Abington publishing.
32. Radaj, D., Sonsino, C.M & Fricke, W., 2006. Fatigue assessment of welded joints by local approaches, 2nd Edition. pp.281-287, Woodhead, Cambridge.
33. Topper, T.H., Wetzel, R.M., & Jo Dean Morrow, 1969. Neuber's rule applied to fatigue of notched specimens J. Mater., 4(1), pp.200-209.

감사의글

연구실 생활을 시작한 게 엿그제 같은데 어느덧 석사학위를 취득하게 되었습니다. 학부 3학년부터 4년 동안 보낸 연구실 생활이 끝난다고 생각하니 시원섭섭한 마음이 듭니다. 연구실 생활동안 여러모로 도와주시고 격려해주신 많은 분들께 감사의 인사를 드립니다.

먼저 부족한 저를 연구실 학생으로 받아주시고, 학부생 시절부터 지금까지 많은 가르침을 주신 경갑수 교수님께 감사의 말씀을 드립니다. 언제나 말씀해주셨던 ‘결과가 좋지 않으면 열심히 한 것이 아니고, 결과가 좋은 것이 열심히 한 것이다’라는 교수님의 가르침대로 사회에 나가서도 잘 하도록 노력하겠습니다. 항상 건강하시고 교수님의 은혜 잊지 않도록 하겠습니다.

못난 둘째 아들 석사까지 키워주시고 지원해주신 아버지, 어머니 정말 감사합니다. 이제 좋은 곳 취업해서 호강시켜 드릴게요. 독일에서 유학중인 성수, 고2 막둥이 성재. 우리 가족 모두 사랑하고 지금처럼 행복하게 살아요~ 그리고 할아버지, 할머니 같은 부산에 있으면서 자주 찾아뵙지 못해서 죄송한 마음이 커요. 이제 인천 올라가면 더 보기 힘들지만, 건강하시고 자주 연락드릴게요.

석사학위 논문 심사위원을 맡아 더 좋은 논문이 되도록 도움주신 김태형교수님, 이재하교수님을 비롯하여, 학부생부터 석사까지 많은 가르침 주신 김태곤교수님, 이중우교수님, 김도삼교수님 정말 감사드립니다. 교수님들께 배운 학문으로 사회에 나가서 학교의 위상을 높일 수 있도록 노력하겠습니다.

항상 많은 조언과 격려의 말씀 해주신 정지영전무님 정말 감사드립니다. 전무님과 술잔도 기울이며 더 많은 말씀 듣고 싶었는데 참 아쉽습니다. 전무님께서 해주셨던 말씀들 꼭 기억하며 살도록 하겠습니다.

저와 가장 오랜 시간 연구실 생활을 같이한 이성진형에게 큰 고마움을 전합니다. 많은 것이 부족하고 짜증도 많이 내는 저에게 화 한번 안내시고 끝까지 챙겨주셔서 너무 고맙습니다. 그리고 일본에서 박사를 하고 오셔서 비록 오랜 시간 함께하지 못했지만, 석사논문을 작성하면서 이론적으로, 해석적으로 많은 도움을 주신 박진은

박사님 감사합니다. 형님들 이제 술도 줄이시고 좋은 여자 만나서 결혼하셔야죠ㅎ.

다음으로 학부생 시절 연구실 생활 같이했던 황효상형, 유동균형, 그리고 비록 연구실에서 같이 생활은 못했지만 1학년 때부터 많이 챙겨주신 문현기형까지 모두들 감사합니다. 부산 놀러오면 꼭 연락드릴게요. 연구실 맏후임 전민영!! 선배로 챙겨준 것도 많이 없는데 항상 잔소리만 했네. 이제 너가 우리연구실의 기둥이니까 열심히 하자!! 그리고 학부생 김승환, 문명기. 연구실에서 공부 열심히 하고 너희들이 하고자 하는 것들 다 이루고 나갔으면 좋겠다.

지금도 열심히 공부하고 있을 9급충 회재형, 효재. 다음에 이 논문을 다시 볼 때 과연 공무원이 돼있을까 ㅋㅋㅋㅋ. 당신들 덕분에 술도 오지게 먹고 잊지 못할 대학 생활 했소. 좋은 곳 취업해서 모히또가서 몰디브한잔 합시다ㅋㅋㅋㅋ. 전재형, 배성이형, 경석이형 잘지내고 계신지 모르겠네요ㅎㅎ. 저 많이 귀여워해주셔서 고맙습니다ㅋㅋ. 다들 다시 모여서 놀고싶네요. 동현이형, 정석이, 민지, 용훈이 우리 동기들 같이 학교생활해서 좋았고 자주 보자. 그리고 강석구, 최현구, 황경현, 손광락, 조성우, 나승민, 하창식, 정진영, 이도규, 허진영, 정인호, 문승호, 이원형을 비롯한 후배들. 다들 좋은 추억 만들어줘서 고맙소. 자주 연락은 못하지만 다들 잘 살고 꼭 보고 싶다.

이 외에도 석사논문을 쓰면서 도움주신 모든 분들 감사드립니다. 직접 찾아뵈어 감사인사를 드려야 하나 이렇게 글로 인사를 드립니다. 모두들 건승하시기를 바랍니다.

2016년 2월

류 성 진 드림